UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

MODELOS DE PLANEAMENTO DE SISTEMAS DE ALBUFEIRAS EM CONDIÇÕES DE INCERTEZA

ÁLVARO CARMO VAZ

Lisboa, 1984

MODELOS DE PLANEAMENTO DE SISTEMAS DE ALBUFEIRAS EM CONDIÇÕES DE INCERTEZA

ÁLVARO CARM

MODELOS DE PLANEAMENTO DE SISTEMAS DE ALBUFEIRAS EM CONDIÇÕES DE INCERTEZA

Álvaro Carmo Vaz

Tese apresentada para obtenção do grau de
Doutor em Engenharia Civil pelo
Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

Lisboa, Agosto de 1984

À Isabel

While futures cannot be predicted, they are often created by the decisions of the present.

(E. Vlachos, 1983)

At present, however, the problem of uncertainty is clouded by uncertainty.

(R. Dorfman, 1962)

AGRADECIMENTOS

Um trabalho da índole do que se apresenta apenas se torna possível graças às contribuições de muitas pessoas e instituições.

Agradece-se ao Reitor da Universidade Eduardo Mondlane, Dr. *Fernando Ganhão*, e ao Director da Faculdade de Engenharia, Eng.º *António Saraiva de Sousa*, o encorajamento e as facilidades concedidas para a realização de todo o programa de pós-graduação que conduziu à elaboração da tese. Agradece-se também ao Director Nacional de Águas, Eng.º *Arnaldo Lopes Pereira*, o apoio constante e o acesso à informação técnica dessa Direcção Nacional.

Reconhecimento especial é devido aos orientadores da tese, Eng.º *António Gonçalves Henriques*, Investigador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), e Doutor *António Sá da Costa*, Professor Associado do Instituto Superior Técnico, que acompanharam o desenvolvimento do trabalho com grande interesse e empenho, apoiando-o com oportunas críticas e sugestões. Este agradecimento é extensivo ao Doutor *Luís Veiga da Cunha*, ex-chefe do Núcleo de Hidrologia e Hidráulica Fluvial do LNEC, que orientou o trabalho na sua fase inicial, muito tendo contribuido para a definição do tema da tese e para aspectos complementares da formação do candidato. Agradece-se ainda ao Professor *António Quintela*, Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico, todo o apoio prestado nos contactos com essa instituição.

Grande parte da investigação foi desenvolvida no LNEC em Lisboa, onde o candidato contou com um bom ambiente de trabalho e excelente apoio técnico. Na impossibilidade de mencionar individualmente todas as ajudas, destaca-se o grande apoio prestado e as facilidades concedidas pelo ex-Director do LNEC, Eng.º *Ferry Borges*, e pelo actual Director, Eng.º *Artur Ravara*; pelo Chefe do Gabinete de Relações Públicas e Técnicas, Eng.º *Nuno Martins*; pelo ex-chefe do Departamento de Hidráulica, Eng.º *Fernando Abecasis*; e, muito especialmente, pelo Chefe do Núcleo de Hidrologia e Hidráulica Fluvial, Eng.º *João Bau*.

Para além de informação obtida na Direcção Nacional de Águas, utilizaram-se na tese elementos fornecidos pela Hidrotécnica Portuguesa a quem se agradece, particularmente à Eng.ª *Júlia Santos*.

Para a realização da tese também contribuiram o ajudante de experimentador *Álvaro Milagaia*, durante o desenvolvimento da investigação; o técnico *Sepúlveda Rodrigues*, que concebeu a capa; o desenhador *Rui Arez* que executou grande parte dos desenhos; o pessoal do sector de Artes Gráficas, em especial o técnico *Fernando Mendes*, sector que procedeu com dedicação e competência à fotocomposição, montagem e impressão da tese. A eles se estendem os agradecimentos.

Agradece-se reconhecidamente à SAREC, Agência Sueca para a Investigação e Educação, e à Fundação Calouste Gulbenkian, de Portugal, o financiamento que tornou possível a realização deste trabalho de investigação.

SUMÁRIO

O objectivo do presente estudo é a análise de metodologias a utilizar no planeamento de sistemas de albufeiras em condições de incerteza. O estudo é justificado pela necessidade de se dispôr de instrumentos adequados para definir o melhor aproveitamento dos recursos hídricos superficiais duma bacia hidrográfica. Utiliza-se como exemplo ilustrativo o planeamento dos recursos hídricos da bacia do rio Malema, com 2600 km^2 de área e com bom potencial de irrigação e hidroenergético.

Refere-se o fraco grau de aproveitamento dos recursos hídricos em África e os diversos objectivos que se podem atingir com a utilização da água, destacando-se pela sua importância o objectivo do crescimento económico. Discute-se a necessidade de albufeiras de regularização e os problemas a elas associados. Analisam-se algumas questões importantes dos planos a longo prazo, como o problema da incerteza e o da utilização da bacia hidrográfica como unidade de planeamento.

É feita uma revisão critica dos modelos matemáticos utilizados no planeamento de sistemas de albufeiras, discutindo-se os méritos relativos dos modelos de optimização e simulação. Conclui-se que se torna necessário estudar em separado as fases de dimensionamento e escalonamento dos diversos projectos (albufeiras, centrais, áreas de rega) e que os modelos de optimização apenas, são aplicáveis numa fase de triagem de alternativas, sendo as dimensões do sistema obtidas com um modelo de simulação. Desenvolve-se um modelo de simulação para a bacia do Malema e apresenta-se um novo tipo de modelos de escalonamento.

O problema da incerteza é detalhadamente analisado. Consideram-se três fontes de incerteza: os fenómenos hidrológicos, os parâmetros sócio-económicos e os modelos utilizados. A incerteza hidrológica é tratada com a utilização de séries sintéticas, propondo-se metodologias para a selecção do modelo de geração mais adequado e para incorporação dos parâmetros hidrológicos. Faz-se uma avaliação dos métodos propostos para tratar a incerteza dos parâmetros sócio-económicos, concluindo-se serem a análise de sensibilidade, a teoria da decisão e a análise de robustez os mais úteis. Propõe-se uma metodologia que permite aplicar a teoria da decisão e a análise de robustez a problemas complexos de planeamento de recursos hídricos como o dimensionamento de sistemas de albufeiras. Analisa-se o efeito positivo introduzido pela actualização periódica do plano adoptado.

Analisa-se o problema das falhas do sistema e as alternativas para caracterizar essas falhas. Introduzem-se alterações ao conceito tradicional de fiabilidade e discutem-se as situações em que o comportamento do sistema durante as falhas é de molde a impôr modificações no dimensionamento do sistema.

Finalmente, apresentam-se algums temas para prosseguimento da investigação neste domínio.

ABSTRACT

This study is intended to analyse methodologies for planning systems of reservoirs under uncertainty. There is a strong need of adequate tools being available to define the best use of surface water resources in a river basin. As an illustrative example, it is used the process of water resources planning in the Malema river basin, with an area of 2600 km^2 and a good potential for irrigation and energy production.

It is observed the low level of water use in Africa and a discussion is made about the various objectives that can be atained with the development of water resources, with special emphasis on the objective of economic growth. The need of reservoirs to regulate streamflows and some negative impacts associated with these reservoirs are discussed. Important questions concerning long-term planning of water resources, like the problem of uncertainty and the use of river basins as planning units, are analysed.

A critical review is made of the mathematical models used in the planning of systems of reservoirs, with a discussion of the relative merits of optimization and simulation models. It is shown that it becomes necessary to study separately the problems of sizing and timing of the components of the system (reservoirs, power stations, irrigation areas) and that optimization models only can be applied in the screening of alternatives while the final dimensions are established with a simulation model. A simulation model for the Malema basin is developed and a new class of timing or sequencing models is presented.

The problem of uncertainty is analysed in detail. Three sources of uncertainties are considered: the hydrological phenomena, the socio-economic parameters and the models themselves. Hydrological uncertainty is dealt with using synthetic streamflows, methodologies being proposed for the selection of the best generating model and to include the uncertainty about hydrological parameters. The methods suggested to deal with the uncertainty of socio-economic parameters are evaluated and it is found that sensitivity analysis, decision theory and robustness analysis are the most useful ones. A methodology is proposed to allow decision theory and robustness analysis to be applied to complex problems in water resources planning like sizing a system of reservoirs. An analysis is made of the positive effect of periodic updating of the adopted plan.

The problem of system failures is analysed as well as alternatives to define these failures. Some modifications of the tradional concept of reliability are introduced and a discussion is made of the situations where the behaviour of the system during failures may impose changes in the sizing of projects.

Finally, some topics to proceed with research in this domain are presented.

LISTA DE SÍMBOLOS

a — Parâmetro, no desenvolvimento em série de Fourier
— Decisão
— Número de períodos sem falha
A — Subconjunto de respostas aceitáveis do sistema
ADI — Meta do abastecimento doméstico e industrial
ADIMAX — Valor máximo de ADI
ADIMIN — Valor mínimo de ADI
ALB_i — Capacidade da albufeira i
$ALBMAX_i$ — Capacidade máxima da albufeira i
B — Benefício líquido
b_{adi} — Benefício unitário do abastecimento doméstico e industrial
b_e — Benefício unitário para o excedente E_{kit}
b_{een} — Ganho unitário por excedentes de energia
b_{en} — Benefício unitário da energia
b_{ir} — Benefício unitário da irrigação
BL — Benefício líquido
BLA — Benefício líquido actualizado
BLAM — Benefício líquido anual médio
BLAM* — Valor de BLAM para a solução óptima no cenário mais provável
b_r — Parâmetro do harmónico r, no desenvolvimento em série de Fourier
b_T — Benefício unitário da meta T
B_t — Parâmetro de decisão na Regra de Decisão Linear
C — Custo
— Capacidade de armazenamento, em percentagem do escoamento anual médio
C^* — Custo da solução óptima para o cenário mais provável
$C_A(q)$ — Curva de custos da solução A
c_i^{alb} — Custo unitário médio da albufeira i
CIR — Custo da incerteza reduzido
c^{ira} — Custo unitário da área irrigada por aspersão
c^{irg} — Custo unitário da área irrigada por gravidade
c_{pe} — Constante de proporcionalidade entre energia máxima produtível e potência instalada
c^{pot} — Custo unitário das centrais hidroeléctricas
c_r — Parâmetro do harmónico r, no desenvolvimento em série de Fourier
C_v — Coeficiente de variação
d — Défice, nível de défice
— Perda unitária para o défice D_{kit}
— "Passo" na procura do óptimo pelo método do gradiente
$dadi$ — Perda unitária por défice no abastecimento doméstico e industrial

$DADI_t$ — Défice do ADI no período t
$defmax$ — Défice máximo duma falha
den — Perda unitária por défice de energia
DEN_t — Défice de energia no período t
$D_1(V)$ — Distribuição cumulativa de probabilidades de escoamentos
dir — Perda unitária por défice de irrigação
DIR_{it} — Défice de área irrigada no bloco i no período t
D_{kit} — Défice na meta, correspondente à descarga R_{kit}
d_m — Distância entre o modelo de geração sintética m e a série histórica
$dmax$ — Duração máxima duma falha
$dmed$ — Duração média duma falha
dot_t^a — Dotação bruta de rega por aspersão no período t
dot_t^g — Dotação bruta de rega por gravidade no período t
dqd — Perda unitária por défice de escoamento mínimo
E — Subconjunto de respostas do sistema que constituem falhas
E^* — Escoamento garantido, em percentagem do escoamento médio
EBLAM — Esperança do benefício líquido anual médio
EEN_t — Excedente de energia no período t
E_{kit} — Excedente na meta, correspondente à descarga R_{kit}
EN — Meta de energia
En_{it} — Energia produzida na central i no período t
EPO — Esperança da perda de oportunidade
ET_p — Evapotranspiração potencial
ET_r — Evapotranspiração real
f — Número de períodos sem falhas
F — Fiabilidade
— Critério de avaliação do sistema
$f(ta, Na)$ — Factor de conversão dos investimentos em anuidades
$f(y)$ — Função densidade de probabilidade de y
$f(y/\theta)$ — Função densidade de probabilidade de y dado o parâmetro θ
$\tilde{f}(y)$ — Função densidade de probabilidade de y englobando a incerteza dos parâmetros hidrológicos
f_{ce} — Factor de conversão de unidades na equação de produção de energia
F_d — Fiabilidade de nível d
fe_{it} — Constante de proporcionalidade da central i no período t; função da eficiência e da queda média, engloba um factor de conversão de unidades
F_t — Folga (volume reservado para controle de cheias) no período t
F_v — Fiabilidade volumétrica
$F_\theta(X)$ — Função de distribuição cumulativa de X com parâmetro θ
$g(X)$ — Benefício associado à decisão X
$g(\theta)$ — Função densidade de probabilidade de θ
H_u — Queda útil para a turbina
I_a — Índice de aridez
I_h — Índice hídrico
I_{it} — Escoamento afluente à albufeira i período t
— Escoamento afluente no período t no intervalo i (modelos estocásticos)
IRA_i — Área irrigada por aspersão no bloco i
IR_{it}^a — Área do bloco i efectivamente irrigada por aspersão no período t
IRG_i — Área irrigada por gravidade no bloco i
IR_{it}^g — Área do bloco i efectivamente irrigada por gravidade no período t
$IRMAX_i$ — Área máxima irrigável no bloco i

I_t — Escoamento afluente no período t
I_u — Índice de humidade
K — Coeficiente de Hurst
K_y — Factor de rendimento da cultura
$L(q)$ — Curva de custos mínimos
$L(\gamma,a)$ — Função de perda
M_t — Meta, no período t
Mt — Metical, moeda moçambicana
N — Número de anos duma série temporal
Na — Número de anos para amortização do investimento
nf — Número de falhas
p_i — Ordenada do periodograma
POT_i — Potência instalada na central i
$\mathrm{PO}(\gamma,a)$ — Perda de oportunidade para a decisão a e estado da natureza γ
PR_{kit} — Probabilidade de ocorrência da descarga R_{kit}
P^t_{ij} — Probabilidade de ocorrência do escoamento $I_{j,t+i}$ dada a ocorrência de I_{it} (modelo estocástico)
q — Qualidade da água disponível
Q — Quantidade de água disponível
q^* — Qualidade de água necessária
Q^* — Quantidade de água necessária
QD — Meta do escoamento mínimo
QDMIN — Valor mínimo aceitável do escoamento mínimo
R — Índice de regularização
— Alcance ajustado
— Resiliência
Ra — Descarga para abastecimento urbano
$Radi_t$ — Descarga para abastecimento doméstico e industrial no período t
R_d — Resiliência de nível d
Re — Descarga para produção de energia
Re_{it} — Descarga da albufeira i no período t para produção de energia
Re^j_{it} — Escoamento turbinado na central j afluente à albufeira i no período t
Ri — Descarga para irrigação
R_{it} — Descarga da albufeira i no período t
r_j — Coeficiente de correlação entre os valores do mês j e do mês $j-1$
R^j_{it} — Descarga da albufeira j afluente à albufeira i no período t
R_{kit} — Descarga no período t quando o volume armazenado é S_{kt} e o escoamento afluente é I_{it} (modelo estocástico)
Rqd_t — Descarga para satisfazer a meta do escoamento mínimo, no período t
Rr_{it} — Descarga da albufeira i no período t destinada à irrigação
R_t — Descarga duma albufeira no período t
r_z — Coeficiente de autocorrelação da série estacionária z
R_β — Robustez de nível β
R^*_η — Robustez de nível η
S — Capacidade da albufeira
S^* — Capacidade de armazenamento, em percentagem do escoamento anual médio
S_{it} — Volume armazenado na albufeira i no início do período t
s_j — Desvio padrão da série de escoamentos do mês j
s^*_j — Valor ajustado por série de Fourier do desvio padrão do mês j
S_k — Sensibilidade em relação ao parâmetro k
S_{kt} — Volume armazenado no início do período t no intervalo k (modelo estocástico)

S_{min} — Volume mínimo a manter armazenado
s_r^2 — Variância explicada pelo harmónico r
S_t — Volume armazenado no início do período t
T — Número total de períodos de tempo
— Meta de descarga
— Índice de torrencialidade
ta — Taxa de actualização
T_f — Tempo médio de duração duma falha
Tm — Número de estações em cada ano
Ty — Número de anos
U — Índice de utilização dos recursos hídricos
— Utilidade
V — Vulnerabilidade
V_{tu} — Volume turbinado
w_s — Coeficiente do modelo de Stedinger
X — Localização das disponibilidades de água
X^* — Localização das necessidades de água
X_{ij} — Escoamento do ano i, mês j
— Valor obtido por uma transformação de normalização do escoamento do ano i, mês j
X_j — Valor da variável de decisão do nível j, modelo de programação dinâmica
$\bar{X}_j$ — Valor médio de X do mês j
$\bar{X}_j^*$ — Valor de $\bar{X}_j$ ajustado por série de Fourier
X_t — Resposta do sistema no período t
Y_{ij} — Escoamento no ano i, mês j
Y_{max} — Rendimento da cultura caso não haja carência de água
Y_r — Rendimento unitário efectivo da cultura
$\bar{Z}_A$ — Vector de objectivos
Z_i^* — Resíduo aleatório padronizado
Z_{ij} — Resíduo aleatório do ano i, mês j
$Z_{k,A}$ — Objectivo K do vector de objectivos $\bar{Z}_A$
Z_t — Resíduo aleatório
α_j — Parâmetro do modelo de Stedinger
α_k — Parâmetro, em testes de sensibilidade
α_k^* — Valor estimado do parâmetro α_k
β — Valor limite de CIR e COR
β_j — Parâmetro do modelo de Stedinger
δ_j — Parâmetro do modelo de Stedinger
ε_{ij} — Variável aleatória normal independente N (0,1)
— Variável aleatória normal independente N $(0,\sigma)$ no modelo ARMA
ϕ — Parâmetro do modelo ARMA
γ — Peso específico da água
γ_i — Estados da natureza (Teoria da Decisão)
γ_j — Parâmetro do modelo de Stedinger
λ — Parâmetro da distribuição exponencial
η_e — Eficiência da produção de energia
η_r — Eficiência da irrigação
$\pi(\gamma)$ — Probabilidades subjectivas dos estados da natureza
σ — Desvio padrão duma distribuição
θ — Parâmetro duma distribuição de probabilidades
— Metaparâmetro para definição de cenários
θ_j — Parâmetro do modelo ARMA

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 5

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 5

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A água é um factor de importância fundamental na vida dos homens e das sociedades, sendo um elemento imprescindível à vida e factor condicionante do desenvolvimento económico e do bem estar social. Esse facto é bem evidente nos países desenvolvidos onde os recursos hídricos têm sido intensamente explorados (sobreexplorados, por vezes) quer para fins directamente ligados à qualidade de vida, como o abastecimento de água urbano e rural e as actividades de recreio e desporto em rios, lagos e albufeiras, quer para promoção do desenvolvimento económico através da expansão dos sistemas de regadio, da produção de energia hidroeléctrica, do abastecimento de água à indústria, da navegação fluvial e de outras finalidades.

A importância da água para o desenvolvimento das sociedades encontra-se estabelecida desde os primeiros alvores da Humanidade. As grandes civilizações da Antiguidade — Egipto, Assíria-Caldeia, China, Índia — desenvolveram-se ao longo de rios como o Nilo, o Tigres, o Eufrates, o Yang-Tse, o Indus e o Ganges, encarados como entes sagrados, portadores da felicidade e prosperidade. Actualmente, nas regiões mais prósperas do mundo, os grandes rios continuam a desempenhar um papel muito importante.

O atraso geral dos países do Terceiro Mundo, com o baixíssimo nível de desenvolvimento das suas forças produtivas, correlaciona-se com o fraco grau de aproveitamento do seu potencial de recursos hídricos. África em particular, embora não disponha do excepcional potencial duma América do Sul, possui recursos hídricos suficientes para proporcionar um desenvolvimento económico seguro e uma grande melhoria das condições de vida das suas populações — quando esses recursos forem devidamente aproveitados.

Mesmo quando, em termos médios, as disponibilidades de água excedem largamente as necessidades, geralmente as necessidades não são satisfeitas em termos de quantidade, qualidade e localização sem que alguma intervenção modifique as condições naturais de ocorrência da água. As estruturas hidráulicas que, em conjunto com outros meios de intervenção (económico-financeiros, jurídico-institucionais), garantem a permanente adequação entre disponibilidades e necessidades exigem, para as fases de planeamento, projecto, construção e exploração, recursos humanos e financeiros que frequentemente escasseiam, sobretudo nos países em desenvolvimento. Por outro lado, o período de tempo que decorre desde o início do estudo dum projecto até à sua entrada em funcionamento é muito longo, podendo facilmente atingir uma a duas dezenas de anos.

Estes factos têm reforçado a necessidade de se elaborarem planos a longo prazo para o aproveitamento dos recursos hídricos, seja a nível de bacia hidrográfica, seja a nível

regional ou seja a nível nacional. A complexidade desses planos torna extremamente atraente a utilização dos modelos matemáticos, aproveitando as possibilidades que os modernos computadores oferecem. Muitos modelos têm sido desenvolvidos mas são menos frequentes os trabalhos em que se faça a sua análise crítica e se estude a sua aplicabilidade em situações reais de planeamento.

As albufeiras de regularização, permitindo alterar a distribuição temporal dos escoamentos, constituem componentes fundamentais de sistemas de recursos hídricos em que os rios tenham um regime torrencial. Os métodos tradicionais de dimensionamento das albufeiras consideram-nas isoladamente, desligadas do resto do sistema, e de uma forma demasiado simplista, habitualmente ignorando benefícios e custos. O estudo dos sistemas de albufeiras numa óptica de crescimento económico exige a utilização de modelos matemáticos mais complexos.

O problema da incerteza assume particular importância no contexto dos planos a longo prazo requeridos pelos sistemas de recursos hídricos. Os planos a longo prazo abrangem períodos que vão normalmente de 30 a 50 anos. Se é possível prever com razoável precisão as necessidades de água para um período de cinco a dez anos, já o mesmo não acontece quando se consideram prazos mais dilatados, num mundo em mutação e onde a ciência e a técnica evoluem com enorme rapidez. Nos países em desenvolvimento, sobretudo, é errado basear as previsões dos consumos futuros de água apenas a partir dos consumos verificados no passado, sem tomar em conta a dinâmica do progresso sócio-económico. Embora a importância das incertezas que rodeiam todo o processo de planeamento seja geralmente reconhecida, verifica-se uma grande carência de investigação neste domínio, necessária para caracterizar as incertezas, fazer a sua quantificação e definir as vias de inclusão da incerteza no processo de planeamento. A investigação desenvolvida até ao momento tem-se centrado principalmente na incerteza hidrológica, correspondente à variabilidade natural dos escoamentos, existindo relativamente pouco trabalho sobre a incerteza de parâmetros sócio-económicos.

Em Moçambique, o aproveitamento dos recursos hídricos ainda se encontra a um nível bastante baixo, verificando-se algumas situações de carência, sobretudo nos abastecimentos domésticos urbano e rural, apesar do país não ter escassez de água, como se refere no Anexo A. Enquanto prosseguem os estudos de inventariação dos recursos hídricos e dos consumos de água nos vários tipos de utilização, torna-se necessário começar a preparar a elaboração de planos a longo prazo, a nível de bacias hidrográficas e a nível nacional, em coordenação com os planos nacionais de desenvolvimento sócio-económico.

Este trabalho tem por objectivo contribuir para a definição duma metodologia para a elaboração de planos de recursos hídricos a longo prazo a nível de bacia hidrográfica. Para isso, faz-se uma revisão crítica dos modelos matemáticos mais empregues no planeamento de sistemas de recursos hídricos. Dá-se ênfase especial aos sistemas de albufeiras, muito importantes em Moçambique, onde os recursos de águas superficiais são dominantes em relação às águas subterrâneas e os escoamentos têm um regime bastante irregular. Propõe-se uma metodologia que permita resolver com eficiência os problemas de dimensionamento e escalonamento dos projectos considerados.

Dedica-se bastante atenção ao problema da incerteza, procurando-se definir uma metodologia que permita analisar o impacto dos diversos tipos de incerteza e elaborar o plano tomando a incerteza em devida conta.

O planeamento de recursos hídricos é uma área onde se evidencia a necessidade de interdisciplinaridade. Naturalmente, este trabalho não pôde beneficiar dessa interdisciplinaridade e muitas das conclusões e propostas que aqui se apresentam poderão ser melhoradas quando analisadas numa perspectiva interdisciplinar, muito em especial as referentes ao tratamento das incertezas dos parâmetros sócio-económicos.

No **Capítulo 2**, define-se o enquadramento geral do processo de planeamento. Refere-se o fraco grau de aproveitamento do potencial dos recursos hídricos em África e analisam-se os objectivos que se pretendem atingir com a utilização da água. Discute-se a necessidade de albufeiras de regularização e os problemas que se lhe associam, desde os elevados investimentos necessários até aos impactos ambientais negativos que podem originar. Põe-se em destaque questões importantes dos planos a longo prazo, como o problema da incerteza e a utilização da bacia hidrográfica como unidade de planeamento.

No **Capítulo 3** faz-se uma revisão crítica dos modelos matemáticos mais utilizados no planeamento de recursos hídricos a nível de bacia hidrográfica, apresentando como exemplo para ilustrar a análise um problema de dimensão média, o planeamento dos recursos hídricos da bacia do rio Malema em Moçambique. Discute-se as vantagens e inconvenientes relativos dos modelos de optimização e simulação e as dificuldades de aplicação de modelos generalizados de simulação. Propõe-se um novo tipo de modelos para escalonamento de projectos. Na óptica de desenvolver uma metodologia com interesse prático, presta-se atenção às exigências computacionais dos modelos quer quanto a equipamento necessário, quer quanto a tempos de cálculo envolvidos.

O **Capítulo 4** é dedicado ao tratamento do problema da incerteza. Desenvolve-se o tratamento da incerteza hidrológica através da utilização de séries sintéticas, propondo-se uma metodologia para seleccionar o modelo de geração mais adequado. Faz-se uma revisão dos métodos que têm sido sugeridos para tratar a incerteza dos parâmetros sócio-económicos, considerando-se como de maior utilidade a Análise de Sensibilidade, a Teoria da Decisão e a Análise de Robustez. Discutem-se as vantagens e limitações dos vários métodos e avança-se uma proposta de metodologia para utilizar a Teoria da Decisão e a Análise de Robustez em problemas complexos como os do planeamento de sistemas de albufeiras.

No **Capítulo 5** estuda-se o problema de falhas do sistema: sua caracterização e formas de inclusão no processo de planeamento. Analisam-se os conceitos tradicionais de fiabilidade dum sistema, apontando-se as suas limitações. Faz-se uma revisão crítica das propostas surgidas recentemente, sugerem-se modificações nos processos de caracterização das falhas e analisam-se situações em que o comportamento do sistema em situações de falha pode impôr alterações no dimensionamento dos projectos.

Finalmente no **Capítulo 6**, apresenta-se uma síntese do trabalho, as suas principais conclusões e alguns temas em que seria útil e interessante prosseguir a investigação iniciada neste trabalho.

O Anexo B contém uma caracterização geral da bacia do rio Malema, utilizada em todo o trabalho como exemplo de aplicação. Não se faz uma análise exaustiva da informação utilizada, tanto hidrológica como sócio-económica, por tal estar fora do âmbito deste trabalho. Considera-se, no entanto, que a informação é fiável e que constitui uma amostra representativa da informação com que é possível trabalhar em Moçambique.

CAPÍTULO 2

UTILIZAÇÃO DE ALBUFEIRAS NO APROVEITAMENTO DOS RECURSOS HÍDRICOS

CAPÍTULO 2

UTILIZAÇÃO DE ALBUFEIRAS NO APROVEITAMENTO DOS RECURSOS HÍDRICOS

2.1 — Importância da água para o desenvolvimento : o caso de África

A água é essencial para a vida humana nos múltiplos aspectos em que pode ser utilizada, desde a satisfação das necessidades básicas para alimentação e higiene individual até às utilizações para incrementar a produção agrícola, produzir energia eléctrica, possibilitar a navegação fluvial, diluir poluentes, incorporar em processos industriais e outros fins. CUNHA *et al.* 1980 salientam que "a água não é somente um elemento imprescindível à vida; ela é também, no duplo aspecto da qualidade e da quantidade, factor condicionante do desenvolvimento económico e, como hoje se reconhece, do próprio bem-estar social".

2.1.1 — *Principais utilizações da água*

As principais utilizações da água são sistematizadas em UN 1974 da seguinte forma:

a) Consumo doméstico directo - água utilizada para beber e cozinhar, para a higiene pessoal e para a climatização das habitações. A água deve ter uma qualidade muito boa e não conter quaisquer elementos prejudiciais à saúde. E necessário considerar, a par do sistema de abastecimento, um sistema de saneamento para evacuação das águas residuais.

b) Consumo público - trata-se de consumos em serviços públicos como escolas, hospitais, restaurantes, locais de espectáculo, lojas comerciais, rega de jardins, lavagem de ruas, extinção de incêndios. A qualidade necessária varia com a utilização mas, como este consumo normalmente é reduzido face ao consumo doméstico, é satisfeito pela rede de abastecimento doméstico.

c) Consumo industrial - em utilizações industriais, a água desempenha habitualmente diversas funções (CUNHA 1979, URROZ 1981):

— utilização directa no processo tecnológico de fabrico;
— utilização para arrefecimento - o consumo de água, por evaporação, é uma percentagem mínima da água utilizada mas há uma mudança da qualidade da água (aumento de temperatura) que pode provocar prejuízos a partir das restituição;
— utilização para produção de vapor e energia;
— utilização para transporte no processo de produção e para lavagens;
— utilização para beber e higiene pessoal.

A qualidade necessária varia não apenas com o tipo de indústria mas ainda em função das várias fases do processo de fabrico. Embora possam estar também ligadas à rede de abastecimento doméstico, é frequente as indústrias disporem de abastecimentos próprios bem como de capacidade de tratamento da água em diversos estágios do processo de fabrico.

d) Consumo para irrigação - a função principal consiste em satisfazer as necessidades da actividade biológica óptima das plantas sempre que o teor de humidade do solo seja insuficiente. Outra função é a lavagem do solo quando a acumulação de sais o torna necessário.

A água para irrigação tem limitações quanto ao teor em sais embora, duma maneira geral, as exigências de qualidade sejam menos restritivas do que as impostas ao abastecimento doméstico e industrial.

Contràriamente ao que acontece com os consumos doméstico e industrial em que uma grande percentagem do consumo é restituída embora com alterações significativas de qualidade, na irrigação a quantidade restituida é relativamente pequena. Importa salientar que a irrigação deve ser sempre acompanhada por um sistema efectivo de drenagem.

e) Utilização para produção de energia - pode-se dizer que praticamente não há "consumo" de água directamente causado pela produção de energia, isto é, nem há diminuição da quantidade disponível para jusante nem há uma degradação significativa da qualidade da água. No entanto, esse consumo existe habitualmente, provocado pelo armazenamento da água em albufeiras.

f) Consumo para piscicultura - nos rios é necessário garantir um escoamento mínimo e condições de qualidade adequadas (BOD, concentração de substâncias tóxicas); em albufeiras e lagoas, há que considerar os problemas de renovação da água, surgimento de plantas infestantes, eutrofização.

g) Utilização para navegação - a utilização dos rios como vias navegáveis constitui um recurso importante para o desenvolvimento económico-social de regiões e países. Torna-se necessário manter um caudal mínimo que proporcione uma altura de água suficiente para uma navegação segura. Para além desse caudal mínimo, é necessário considerar ainda as perdas por evaporação e por infiltração nas eclusas. A navegação não tem exigências especiais no que respeita à qualidade da água.

h) Outras utilizações : recreio, paisagem, criação de micro-climas — actualmente, estas utilizações ainda não assumem grande importância a não ser em situações pontuais.

i) Utilização para transporte e diluição de águas residuais - os consumos doméstico, industrial e de irrigação restituem em maior ou menor quantidade a água utilizada com grande degradação da qualidade. Um aumento do caudal do meio receptor diminui a concentração das substâncias poluentes e aumenta a capacidade de auto-depuração. A garantia dum caudal mínimo é também muitas vezes importante para combater fenómenos de intrusão salina.

Para além das utilizações da água, há ainda que considerar o problema das cheias. Embora possam ter eventualmente consequências positivas como a fertilização de terrenos agrícolas, os impactos directos das cheias são muito negativos quer pelas vítimas que podem provocar entre a população ribeirinha, quer pelos prejuízos económicos. Procura-se, por isso, mitigar os seus efeitos através de diversos tipos de medidas : criação de albufeiras de regularização, diques de protecção, ordenamento da ocupação da planície de inundação, sistemas de aviso de cheias, etc.

2.1.2 — *Aproveitamento dos recursos hídricos nos países desenvolvidos*

Os níveis de aproveitamento do recurso água nos países desenvolvidos e nos países em desenvolvimento são muito diferentes. Pode-se dizer que há uma forte correlação entre o grau de desenvolvimento sócio-económico e a percentagem do potencial hídrico que é utilizada.

Considerando as principais utilizações da água, verifica-se que nos países desenvolvidos:

a) as necessidades básicas do consumo doméstico estão satisfeitas, começando a capitação do consumo a estagnar quando se atingem valores da ordem dos 200 l/hab/dia como acontece, por exemplo, com a Suécia (UN 1976 b). Os sistemas de saneamento são satisfatórios;

b) como consequência do seu grande desenvolvimento industrial, a utilização da água neste sector atinge 40% do consumo de água, como se indica em FANO 1981;

c) a prática de irrigação, acompanhada dos necessários sistemas de drenagem, está generalizada, sobretudo nas regiões áridas destes países. As áreas irrigadas elevam-se a 7% das terras aráveis, valor alto que adquire ainda maior significado se se atender a que parte importante das terras cultiváveis destes países não necessita de irrigação por se situar em zonas de clima temperado. A título de exemplo, pode referir-se o enorme desenvolvimento da agricultura de regadio na bacia do rio Colorado, Estados Unidos, desde o início deste século, com mais de um milhão e meio de hectares irrigados (SKOGERBOE 1982); ou a irrigação de mais de dois milhões de hectares nas regiões semi-desérticas das repúblicas do Turquestão e o Uzbequistão na URSS, a partir da Revolução de 1917 (L'VOVICH 1979, DOUKHOVNY 1981);

d) o potencial hidroeléctrico está altamente aproveitado, atingindo em países como o Canadá e a Noruega mais de 80% da energia total produzida, como se refere em UN 1977 e CUNHA *et al.* 1980. DEUDNEY 1982 indica que a Europa Ocidental já teria aproveitado cerca de 60% do seu potencial hidroeléctrico e que 99% da electricidade da Noruega seria de origem hídrica. O grande aumento do preço dos combustíveis fósseis durante a década de 70 e as interrogações à volta da energia nuclear relançaram o interesse pelos aproveitamentos hidroeléctricos. Assiste-se na Europa e na América do Norte a um contínuo sobreequipamento das centrais - nestas duas regiões a potência instalada atinge já 130% da potência aproveitável com uma probabilidade de ocorrência de 95% - para incorporação de fracções marginais do potencial hidroeléctrico assim como à instalação de centrais reversíveis para cobrir a crescente procura de energia de ponta;

e) por razões históricas estabeleceram-se ao longo dos principais rios da Europa, dos Estados Unidos e do Canadá importantes polos de desenvolvimento industrial que, naturalmente, utilizaram esses rios para transporte de matérias-primas, factores de produção e produtos acabados. Relativamente a meios de transporte alternativos, rodoviários e ferroviários, o transporte fluvial apresentava custos unitários mais baixos, menores custos de operação e manutenção e menor consumo de combustível por unidade transportada (FLACK 1975), envolvendo em contrapartida investimentos iniciais muito elevados para se conseguir a regularização das vias navegáveis, garantia de caudais mínimos e outros meios requeridos como a frota fluvial, os meios humanos, as infraestruturas portuárias, os estaleiros de reparação naval. Nos países desenvolvidos a evolução do tráfego fluvial processou-se lentamente ao longo dos últimos cento e cinquenta anos, com uma constante interacção das tecnologias de regularização fluvial e de navegação

interior (tipo de barcos, sinalização). Assiste-se actualmente a uma progressiva canalização dos rios navegáveis, de que o Reno constitui um exemplo extremo (DE BRUIN 1977). Um aspecto importante é a progressiva interligação das grandes vias navegáveis através de canais artificiais. Principalmente na Europa está a constituir-se uma efectiva rede fluvial com as ligações Reno-Ródano, Reno-Elba, Danúbio-Oder-Elba e, sobretudo, com a ligação Reno-Meno-Danúbio, em fase de conclusão, que permitirá passar do Mar Negro ao Mar do Norte atravessando a Europa;

f) outras utilizações da água como a pesca e o recreio têm, no momento actual, pouca importância em comparação com as anteriormente apresentadas [1]. No entanto, em alguns aproveitamentos o recreio na albufeira já constitui um condicionamento importante para a exploração, levando a compromissos por parte das finalidades inicialmente previstas como por exemplo o controle de cheias (CROLEY e RAO 1977) ou o abastecimento de água para vários fins (MEJIA *et al.* 1974);

g) o volume de descargas poluentes, resultantes dos consumos domésticos e industrial, cresceu imenso durante as últimas décadas.
Neste campo, excedeu-se por vezes largamente a capacidade de depuração natural dos cursos de água e aquíferos, criando sérios problemas de poluição dos meios hídricos. Uma das principais preocupações da gestão dos recursos hídricos nos países desenvolvidos é, por isso, a de garantir o controle da poluição e a qualidade ambiental satisfazendo simultâneamente as necessidades da indústria (IWRA 1981). As dificuldades em assegurar uma contínua expansão de fontes de água e as medidas económicas utilizadas para o controle da poluição têm levado muitas indústrias a introduzir alterações nos seus processos tecnológicos, reduzindo por vezes grandemente os consumos específicos de água (UN 1976 b). Assim, FALKENMARK e LINDH 1974 mostram que, mesmo com níveis de tratamento duas vezes e meia superiores aos actuais, todo o volume de água doce em circulação do mundo teria de ser utilizado para a diluição de poluentes no ano 2000, a manter-se o actual ritmo de crescimento dos efluentes rejeitados. L'VOVICH 1979 sugere a aplicação de medidas radicais como a introdução obrigatória de tecnologias secas e a proibição de lançar efluentes nos rios e lagos.

2.1.3 — *Aproveitamento dos recursos hídricos em África*

Por contraste com a situação descrita relativamente aos países desenvolvidos, a situação nos países em desenvolvimento é totalmente diferente no que respeita ao aproveitamento dos recursos hídricos potenciais; globalmente, os países de África, América Latina e Ásia utilizam uma pequeníssima fracção dos seus recursos hídricos, apesar de se reconhecer a importância do aproveitamento dos recursos hídricos para o combate ao subdesenvolvimento e que "...é essencial que a água seja utilizada como um recurso primário para estimular a economia" (CRAIN E GREENMAN 1969). BISWAS 1978 refere que a África e a América Latina não estariam a utilizar mais do que 2-3% dos seus recursos hídricos potenciais.

Considere-se, em particular, a situação de África:

a) O abastecimento doméstico encontra-se a um nível inaceitávelmente baixo. Segundo um relatório da Organização Mundial de Saúde (WHO 1976) referente apenas aos países africanos a sul do Sahara, a percentagem da população urbana

---

(1) Este facto traduziu-se na Conferência da Água das Nações Unidas, em Mar del Plata (UN 1977a) por um número muito reduzido de contribuições sobre estes tópicos.

servida por ligações domiciliárias aumentou apenas de 33% para 36% entre 1970 e 1975 enquanto que, no mesmo período, a população urbana servida por fontanários diminuiu de 34% para 29%; nas regiões rurais a percentagem da população com acesso a um abastecimento em boas condições subiu, no mesmo período, de 13% para 21%. Note-se que ao abastecimento, principalmente ao não domiciliário (por fontanários, rural), corresponde uma capitação do consumo muito inferior à considerada normal nos países desenvolvidos. A situação existente é agravada pelas elevadas taxas de crescimento da população, próximas ou superiores a 2% por ano. De facto, UNECA 1977 mostra que, mesmo que se alcancem os aumentos das percentagens de população rural e urbana com abastecimento de água garantido propostos por WHO 1976, a população não servida continuará a crescer em números absolutos. Por outro lado, os esquemas de saneamento, quer nas cidades quer no campo, são muito deficientes ou até inexistentes. Por esta razão, o Plano de Acção da Conferência da Água das Nações Unidas (UN 1977), incluíu como resolução destacada o lançamento, para a década de 1981-1990, do "Decénio Internacional para o Abastecimento de Água e Saneamento", congregação de esforços a nível mundial para melhorar substancialmente a situação das populações dos países em desenvolvimento no que toca a abastecimento de água e saneamento.

b) O desenvolvimento industrial de África é muito fraco. Considerando três índices habitualmente utilizados pelas Nações Unidas para caracterizar o grau de desenvolvimento industrial - as capitações de consumo de fertilizantes, aço e energia -, verifica-se que esses valores em África constituem respectivamente 10%, 8% e 8% dos mesmos valores para a Europa e que o fosse entre os dois continentes não diminuiu entre 1970 e 1980 (UN 1981).

c) A utilização da água para irrigação tem muito pouca expressão em África. Com efeito, apenas são irrigados 7 milhões de hectares, correspondendo a 3% da terra arável, enquanto na América do Norte, Austrália e Europa Ocidental esses valores são de 33 milhões e 7%, e na URSS e Europa Oriental, 14 milhões e 6% (UNECA 1977, CUNHA *et al.* 1980). O desnível é ainda mais acentuado pelo facto de África dispôr, proporcionalmente, de muito menos terras cultiváveis em regime de sequeiro. Se, além disso, se excluir o Egipto (1), o Sudão e a Líbia, países onde o regadio atinge expressão excepcional, os valores relativos ao resto de África reduzem-se a 2 milhões de hectares o que corresponde a 1% da terra arável.

Este reduzido desenvolvimento da irrigação tem um carácter paradoxal se se atender em alguns aspectos salientes da estrutura económica dos países africanos:

— em treze dos cinquenta países africanos, a agricultura contribui com mais de 45% para a formação do Produto Nacional Bruto; em vinte e três essa contribuição situa-se entre 25% e 45% e apenas em catorze ela é inferior a 25%; ao passo que em todos os países da Europa, com excepção da Turquia, ele é inferior a 20% (UNCTAD 1977). A maioria dos catorze países em que a contribuição da agricultura para o PNB é inferior a 25% conta com extensas áreas desérticas e/ou importantes recursos minerais ou petrolíferos.

— segundo FAO 1975, os países africanos no seu conjunto são importadores de produtos alimentares. Este facto nem sequer é compensado pelas chamadas monoculturas de exportação cujos preços de venda, duma maneira geral, têm vindo a diminuir em valor relativo, acentuando o saldo negativo das respectivas balanças comerciais (WB 1980, 1982).

---

(1) MIKHAIL 1972 indica que 99% da população do Egipto se concentra numa faixa de território com menos de cem quilómetros de largura, ao longo do vale do Nilo, única região fértil entre os desertos que a rodeiam.

Assim, o problema alimentar em África e nos países em desenvolvimento em geral é muito grave, o que tem levado organismos das Nações Unidas e, em especial, a FAO a insistir, entre outras medidas, no desenvolvimento da irrigação, quer aumentando as áreas irrigadas quer aumentando a eficiência da exploração dos perímetros de rega já existentes como forma de combater a fome no mundo (FAO 1975, UN 1977 b.).

Um outro aspecto importante respeita às perspectivas futuras de produção alimentar a nível mundial, considerando as áreas de terra arável, as áreas irrigáveis, os recursos hídricos disponíveis e as previsões de crescimento populacional. FAO 1975 aponta que as maiores reservas de terra arável e irrigável se encontram em África e na América Latina. FALKENMARKH e LINDH 1974 indicam que, cerca do ano 2015, não será possível produzir na Europa e na Ásia comida suficiente para as respectivas populações, obrigando a um fluxo de produtos alimentares provenientes de outros continentes entre os quais África, o que significa a necessidade de se inverter a presente situação em África.

d) Apesar de ter o mais elevado potencial hidroeléctrico do Mundo, a capacidade instalada em África é, a par da Oceania, a mais baixa de todos os continentes: apenas 8000 MW, enquanto que a América Latina dispõe de 19 000 MW e a Ásia, de 47 000 MW (CUNHA *et al* 1980). Enquanto na América do Norte se produz já cerca de 80% da energia disponível com 95% de fiabilidade, e na Europa 60%, em África apenas se produz 2.5% — com a agravante de cerca de metade dessa energia se concentrar em apenas três aproveitamentos: Alto Assuão, rio Nilo, Egipto; Volta, rio Volta, Gana; e Kariba, rio Zambeze, na fronteira entre a Zâmbia e o Zimbabwe (DEUDNEY 1982). Esta situação é reflexo da baixa concentração urbana e da fraca industrialização do continente. O círculo vicioso fecha-se ao constatar-se o bloqueamento que a falta de infraestruturas energéticas provoca no desenvolvimento industrial. STRZEPEK 1981 b refere precisamente o impulso dado ao desenvolvimento industrial pelos já mencionados grandes projectos hidroeléctricos do Alto Assuão, Volta e Kariba.

O aumento dos preços do petróleo durante a última década agravou muito as dificuldades económicas da maioria dos países africanos. A previsível continuação dessa tendência indica com clareza a necessidade de África desenvolver o respectivo potencial hidroeléctrico embora não se possa ignorar os elevados investimentos iniciais que serão necessários.

e) A navegação fluvial em África está muito pouca desenvolvida. De entre os seus rios mais importantes, apenas o Nilo tem uma utilização significativa como via navegável, sobretudo após a entrada em funcionamento da barragem de Alto Assuão (MIKHAIL 1972). Mesmo assim, a navegação no Nilo não é comparável de forma nenhuma com a que se verifica nos países desenvolvidos: a tonelagem transportada anualmente é reduzida e parte da frota não é movida a motor. Apesar de muito estudada, a navegação do Niger é muito reduzida (JANSEN *et al.* 1979) e nos outros grandes rios internacionais como o Congo e o Zambeze ela é práticamente nula. Os maiores obstáculos que se têm apresentado ao desenvolvimento da navegação fluvial em África têm sido, por um lado, o fraco desenvolvimento industrial e, por outro, o elevado custo dos investimentos iniciais em infraestruturas portuárias, obras de armazenamento para garantir caudais mínimos em períodos de estiagem, obras de regularização para garantir a estabilidade de canais navegáveis em rios aluvionares, equipamento de navegação e outros meios necessários para tornar o transporte fluvial capaz de competir com os transportes ferroviário e rodoviário, como se apresenta em HP 1980 relativamente à navegabilidade do rio Zambeze.

f) Outras potenciais utilizações da água como o recreio e a pesca não merecem referência por não haver aproveitamentos significativos. Pode mencionar-se a pesca na albufeira de Alto Assuão, com que se tentou compensar a diminuição da pesca da sardinha no Delta do Nilo (MANCY 1981).

g) Devido ao seu fraco desenvolvimento industrial, os problemas de poluição não têm constituído preocupação importante dos países africanos. De facto, não se detectam em África problemas de polüição tão generalizados e graves como na maioria dos países desenvolvidos. No entanto, FANO 1981 alerta para problemas pontuais que começam a surgir derivados de actividade agro-industriais, das grandes concentrações urbanas e também da falta de legislação e controle eficiente da poluição. A legislação existente, pouco restritiva em relação à conservação ambiental, tem levado por outro lado à instalação em África de indústrias mais poluentes dos países desenvolvidos (têxteis, plásticos, química, petroquímica) em condições que não seriam aceites nesses países. Sendo limitada a capacidade de absorção da poluição por parte dos ecossistemas naturais, torna-se necessário que normas de controle de poluição e de conservação ambiental sejam introduzidas e aplicadas a breve prazo.

Em síntese, pode dizer-se que a África enfrenta graves problemas, característicos da situação de subdesenvolvimento em que se encontra, para os quais tenta encontrar soluções. Essas soluções incluirão certamente um significativo aumento da utilização dos seus recursos hídricos tendo em vista:

— proporcionar às populações, urbanas e rurais, sistemas de abastecimento de água adequados e seguros e dispositivos sanitários mínimos, o que constituirá uma grande contribuição para a melhoria das suas condições de vida;
— acompanhar e impulsionar o desenvolvimento sócio-económico através da expansão da irrigação, da produção de energia hidroeléctrica, da garantia do abastecimento de água à indústria e do fomento da navegação fluvial;
— evitar a degradação da qualidade do ambiente impondo um adequado controle das actividades poluidoras, por meios institucionais, técnicos e económicos.

O potencial dos recursos hídricos em África não é particularmente elevado pois o seu escoamento anual médio, expresso em milímetros, é o mais baixo de todos os continentes. No entanto, uma vez que a capitação do escoamento anual em África iguala a média mundial e é quase o dobro do da Europa, este potencial é suficiente para constituir um dos principais factores do desenvolvimento económico-social e da melhoria das condições de vida das populações

2.2 — *Objectivos do aproveitamento dos recursos hídricos*

2.2.1 — *Objectivos e fins*

Os conceitos de *objectivos* e *fins* são muito utilizados na literatura técnica de recursos hídricos e podem ser sumáriamente definidos da seguinte maneira (MAJOR 1977):

— *objectivos* são grandes metas de carácter económico, social, ou ambiental que uma sociedade se propõe atingir, desenvolvendo a utilização dos seus recursos hídricos;
— *fins* são as várias funções técnicas como, por exemplo, o controle de cheias, a produção de energia eléctrica ou o abastecimento de água, que podem ser desempenhadas por um sistema de recursos hídricos ou pelas suas componentes, conforme se referiu no ponto 2.1.

Quando se pretende desenvolver de forma sistemática e planificada o aproveitamento dos recursos hídricos, é necessário começar por definir com clareza quais os objectivos que se pretendem alcançar. A escolha dos objectivos é, essencialmente, uma decisão política: os objectivos correspondem àquilo que o poder político entende serem as preferências da sociedade no seu conjunto ou as dos grupos dominantes dessa sociedade (MAASS *et al.* 1962).

2.2.2 — *Objectivos de crescimento económico, qualidade de vida, conservação ambiental*

Numa das primeiras obras a fazer um tratamento sistémico dos problemas do aproveitamento dos recursos hídricos, MAASS *et al.* 1962 apresentaram como objectivo fundamental a maximização do benefício económico líquido, normalmente com base numa análise de custos - benefícios. Os benefícios económicos mais importantes assentam, habitualmente, na introdução de regadio, produção de energia eléctrica e abastecimento industrial.

O regadio introduz benefícios económicos significativos quando comparado com a agricultura de sequeiro, sobretudo em regiões áridas e semi-áridas (KADUMA 1982, FAO 1975) devido aos seguintes factores:

— aumento, frequentemente superior a 100%, dos rendimentos unitários das culturas e dos solos;
— possibilidade de duas a três colheitas por ano em vez de apenas uma;
— aumento da fiabilidade da produção agrícola e correspondente estabilidade económica.

Os benefícios da produção de energia hidroeléctrica derivam da sua utilização para consumo doméstico, municipal e industrial. Nos países em desenvolvimento com fracas disponibilidades em combustíveis fósseis há ainda a considerar a substituição dum recurso importado por um recurso nacional renovável, o que pode ser importante em termos de balança de pagamentos.

A água é uma componente fundamental dos processos industriais. Os benefícios do abastecimento industrial derivam da utilização da água para incorporação no processo de fabrico, arrefecimento, diluição de efluentes e outras aplicações.

Nos custos, consideram-se os custos dos investimentos iniciais e os custos capitalizados de operação e manutenção dos sistemas. Nos custos iniciais incluem-se não apenas os das obras hidráulicas, directamente ligadas a uma determinada utilização como sejam áreas de regadio, centrais hidroeléctricas, tomadas de água e circuitos hidráulicos, mas também os elevados custos das obras de regulação de escoamentos que sejam necessários.

Apesar de colocarem a tónica no objectivo de crescimento económico, MAASS *et al.* 1962 referem que esse objectivo não deve ser o único a considerar, indicando como um objectivo adicional atenuar as diferenças de desenvolvimento entre as várias regiões dum país, objectivo este que assume bastante importância nos países em desenvolvimento.

Paralelamente, surge a necessidade de se considerarem outros objectivos sem carácter directamente económico ([1]), normalmente introduzidos sob a forma de

(1) Embora não tenham um efeito económico directo, esses objectivos podem ter um reflexo importante na economia, como refere HIRSCHMANN 1958: "É incontestável que, se se desprezam os serviços de água e de saúde pública, se corre o risco de prejudicar gravemente o progresso económico. Existe (...) um ponto a partir do qual a produção só pode aumentar se esses serviços se desenvolverem".

restrições ou mínimos regulamentares. Como exemplo, refere-se:

— capitação para consumo doméstico e municipal - são necessidades sociais cujos valores mínimos socialmente aceites vão aumentando com o crescimento económico da sociedade até se atingir uma fase de saturação;

— protecção contra cheias - embora em certos casos, como os de áreas agrícolas ou instalações industriais localizadas em planícies de inundação, se lhe possa associar um benefício económico, a sua quantificação em termos monetários é normalmente difícil sobretudo quando entra em jogo a possibilidade de perda de vidas humanas. Fixam-se então valores de probabilidades de ocorrência considerados suficientemente baixos.

Estes objectivos e outros, como o recreio em rios e albufeiras, o controle da poluição e a conservação ambiental, podem ser agrupados num objectivo genérico - garantir a qualidade de vida - que é distinto do objectivo de crescimento económico e está aparentemente em contradição com este.

Esta contradição é frequentemente sintetizada no dilema "miséria ou poluição": o crescimento económico implica uma degradação da qualidade de vida e do ambiente. A afirmação é controversa e o debate continua aberto([2]), pelo que se referem apenas alguns pontos que poderão ter interesse para os países em desenvolvimento:

— quando, nos países mais industrializados como, por exemplo, os EUA, foram introduzidas normas bastante restritivas respeitantes ao controle de poluição, muitas indústrias introduziram novos processos tecnológicos que lhes permitiram não só respeitar essas normas sem aumentar os custos de produção mas ainda diminuir os consumos de água (UN 1976 b) ou, como referem CUNHA *et al.* 1980, "a interiorização dos custos externos constitui incentivo para o progresso tecnológico";
— nos países em desenvolvimento, o rápido crescimento da população e a tendência para a concentração urbana constituem factores que contribuem sempre para a degradação da qualidade de vida e do ambiente. Nestes países é difícil pensar em melhorar a qualidade de vida, em programas de conservação ambiental, sem um significativo crescimento económico.

Portanto, há presentemente um reconhecimento generalizado de que embora o objectivo de crescimento económico continue a desempenhar um papel central no planeamento de recursos hídricos, ele não pode representar todos os distintos objectivos que se pretendem atingir.

Uma excelente sistematização de como tratar problemas de recursos hídricos considerando objectivos múltiplos foi apresentada pelo Water Resources Council dos Estados Unidos em 1973, com posteriores aperfeiçoamentos introduzidos em 1979[(1)] (WRC 1973, WRC 1979). Assim, todos os projectos de recursos hídricos deveriam considerar os seguintes quatro objectivos:

— crescimento económico nacional;
— qualidade do ambiente;
— desenvolvimento regional;
— bem-estar social.

---

(1) Ver a este respeito CUNHA *et al.* 1980, p. 32-36, CUNHA e BAU 1981 e VLACHOS 1983.
(2) Esta legislação foi revogada em 1981 pela administração Reagan.

Deveriam ser estudados pelo menos dois planos alternativos, um dando ênfase ao crescimento económico nacional e o outro à qualidade ambiental. Seriam analisados os impactos positivos e negativos de cada plano em relação a cada um dos quatro objectivos a alcançar, podendo a partir daí os agentes de decisão optar por um dos planos ou estabelecer soluções de compromisso entre as alternativas apresentadas.

Em situações de desenvolvimento diferentes das dos EUA e de outros países muito industrializados, surge a necessidade de considerar outros objectivos que não apenas os referidos pelo Water Resources Council. Num estudo realizado por técnicos da Argentina e do Massachussets Institute of Technology durante a década de 70 para o estabelecimento dum plano de desenvolvimento dos recursos hídricos da bacia do rio Colorado (Argentina), foram considerados os seguintes objectivos (MAJOR e LENTON 1979):

— crescimento económico de cada uma das cinco províncias envolvidas;
— desenvolvimento da irrigação, com prioridade sobre a produção de energia hidroeléctrica;
— distribuição equitativa de água entre as províncias;
— integração territorial, com maior desenvolvimento das áreas mais atrasadas.

Nos países em desenvolvimento e de acordo com as condições específicas de cada um deles, LOUCKS *et al.* 1981 sugerem a consideração de outros objectivos como:

— combate ao desemprego;
— atingir a autosuficiência alimentar ou energética;
— equilibrar a balança de pagamentos;
— elevar o nível sanitário das populações.

2.2.3 — *Optimização com objectivos múltiplos*

A selecção duma alternativa, quando se consideram objectivos múltiplos, é bastante mais difícil do que quando é considerado apenas um objectivo. Com efeito, para uma função vectorial $\bar{Z} \equiv (Z_1, Z_2,..,Z_n)$ apenas é possível dizer que $\bar{Z}^A$ é melhor do que $\bar{Z}^B$ se $Z_i^A \geq Z_i^B \; \forall_i$ e $Z_k^A > Z_k^B$ para algum k. Duma maneira geral, uma função vectorial apenas permite que se defina a "fronteira de eficiência" ou "superfície de Pareto" - lugar geométrico dos pontos tais que não é possível melhorar um dos objectivos sem piorar algum outro como se representa na figura 2.1. As alternativas que se apresentam aos agentes de decisão devem situar-se nesta fronteira de eficiência.

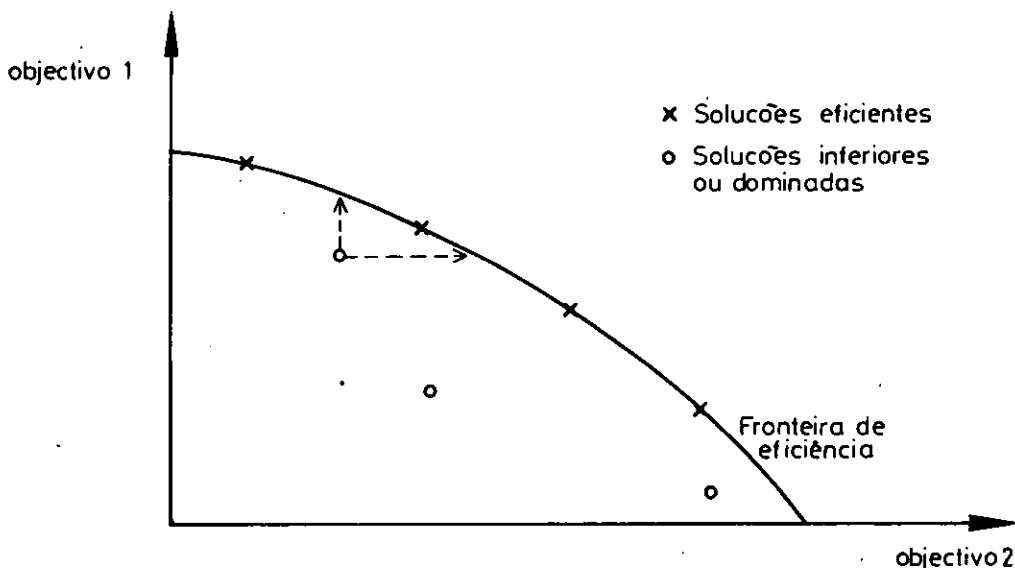



Fig. 2.1 — Fronteira de eficiência ou superfície de Pareto

Para melhor se poder avaliar as diversas alternativas na perspectiva de objectivos múltiplos, tem havido tendência a utilizar a análise custo-eficácia em vez da análise clássica de custos-benefícios por se adaptar melhor à consideração de objectivos de difícil tradução em termos monetários (intangíveis). Nesta análise, compara-se os recursos mobilizados por diferentes alternativas que visam determinado nível de satisfação de um conjunto de objectivos de natureza económica, social e ambiental (DUCKSTEIN 1976, CUNHA *et al.* 1980).

Feita a análise custo-eficácia, torna-se possível apresentar perante os agentes de decisão os impactos das várias alternativas na satisfação dos diversos objectivos e os compromissos possíveis entre esses objectivos. Tem sido sugeridas diferentes metodologias para a fase de tomada de decisão.

Alguns autores propõem métodos baseados na teoria da utilidade recorrendo a modelos de optimização de critérios múltiplos (HAIMES e HALL 1974, DAVID E DUCKSTEIN 1976, KEENEY e WOOD 1977, DUCKSTEIN e OPRICOVIC 1980). Nestes métodos procura-se estabelecer as funções de utilidade do agente de decisão, derivando a partir daí a ordem de preferência das várias alternativas. Podem colocar-se algumas reservas a este tipo de métodos: a primeira é que exigem um envolvimento muito grande dos agentes de decisão para a definição de funções de utilidade, o que será raro encontrar (LOUCKS *et al.* 1981); a segunda é que supõem um único agente de decisão quando muitas vezes a decisão é tomada por compromisso entre distintos grupos representando camadas e interesses sociais diversos (MAJOR 1977).

Outros autores, como COHON e MARKS 1973 e 1975, defendem que é suficiente a apresentação aos agentes de decisão das superfícies de compromisso, de forma a que a decisão possa ser tomada com pleno conhecimento das suas consequências. A mesma ideia é defendida por LOUCKS 1979 que sugere ainda uma interacção com os agentes de decisão durante o processo de planeamento como forma de melhorar a definição dos objectivos.

Em conclusão, há presentemente o reconhecimento de que:

— existe um grande número de objectivos económicos, sociais e de conservação ambiental, que uma sociedade pode procurar atingir com o desenvolvimento dos seus recursos hídricos;
— é necessário estabelecer compromissos entre as soluções alternativas que optimizam individualmente cada objectivo;
— para os países em desenvolvimento, o crescimento económico continua a ser o objectivo central e da maior importância.

2.3 — Albufeiras para regularização de escoamentos

2.3.1 — *Necessidade de regularização dos escoamentos naturais*

Embora muitas barragens tenham sido construídas apenas para concentrar quedas em determinadas secções de rios, com a finalidade de aproveitamento hidroeléctrico, ou para criar planos de água para facilitar a navegação, grande parte das barragens do mundo têm por função principal a criação de armazenamento que permita regularizar os escoamentos no tempo.

A necessidade de regularizar escoamentos para um eficaz aproveitamento dos recursos hídricos foi sentida desde as primeiras grandes civilizações[1]. Com efeito, os

(1) Segundo BISWAS 1972, a mais antiga barragem de que há vestígios teria sido construída no Egipto cerca de 2800 A.C.

escoamentos fluviais apresentam frequentemente uma grande variabilidade quer ao longo de cada ano, em que é normalmente possível distinguir períodos de escoamentos elevados seguidos de períodos de estiagem, quer entre anos sucessivos, em que se verificam grandes afastamentos entre os valores dos escoamentos anuais e o escoamento anual médio. As albufeiras permitem armazenar o excesso de água durante os períodos de escoamentos elevados para reforçar os caudais de estiagem — regularização intra-anual —, ou o dos anos húmidos para os anos secos sequentes — regularização inter-anual.

Utilizando a formulação de BURAS 1972, um sistema de recursos hídricos destina-se a transformar o vector de disponibilidade de água $V(Q,q,x)$ num outro vector, vector de necessidades ou pedidos V^* (Q^*, q^*, x^*), sendo:

Q, q, x, Q^*, q^*, x^* — funções do tempo t
Q, Q^* — quantidade de água disponível e necessária
q, q^* — qualidade da água disponível e necessária
x, x* — localização das disponibilidades e necessidades de água

Às albufeiras de regularização compete então transformar a função $Q(t)$, representando a disponibilidade da água (em termos de quantidade), na função $Q^*(t)$ representando as necessidades quantitativas de água, pois normalmente as necessidades de água não coincidem com a sequência de escoamentos. Por exemplo, o abastecimento de água à indústria deve ser praticamente constante ao longo do ano; em muitas regiões do mundo, a capitação do consumo doméstico aumenta durante a estiagem, exactamente quando os caudais naturais são menores; outro grande desfasamento entre disponibilidades e necessidades acontece com a irrigação pois, muito frequentemente, as necessidades de água durante a estiagem são muito superiores às disponibilidades, sucedendo o contrário na época das chuvas.

Permitindo eliminar o desfasamento no tempo entre necessidades e disponibilidades de água, as albufeiras de armazenamento constituem componentes fundamentais do processo de utilização efectiva do potencial de recursos hídricos duma região. Assim, assiste-se desde o início do nosso século e sobretudo depois da 2.ª Guerra Mundial à construção de muitos milhares de grandes barragens[1], tendo como finalidade principal a regularização de escoamentos. Só nos Estados Unidos da América foram construídas neste século e até 1973 cerca de 4700 grandes barragens, ou seja, uma média de 65 barragens anualmente (USCOLD 1975). Até o início da década de 70, existiam em todo o mundo cerca de 1350 barragens com albufeiras com capacidade excedendo os 100 milhões de metros cúbicos, das quais 70% se localizavam nos países desenvolvidos e apenas 36 em África (L'VOVICH 1979).

Podem referir-se inúmeros exemplos de desenvolvimento regional baseado no aproveitamento dos recursos hídricos e do papel fundamental desempenhado pelas albufeiras de regularização. Entre os mais conhecidos contam-se os dos vales do Tenessee (LESESNE 1981) e Colorado (SKOGERBOE 1982), nos EUA; o do Ródano (SAVEY 1982) em França; o do Volga (L'VOVICH 1979) na URSS; o do Ottawa (PENTLAND *et al.* 1980) no Canadá, todos tendo de uma a várias dezenas de grandes aproveitamentos em exploração.

(1) Utiliza-se a definição de "grande barragem" da Comissão Internacional de Grandes Barragens, segundo a qual uma barragem é considerada "grande" se, alternativamente:
— tiver uma altura máxima superior a 15 metros
— criar uma albufeira com capacidade de armazenamento superior a 1 milhão de metros cúbicos.

2.3.2 — *Relações entre armazenamento, escoamento regularizado e fiabilidade*

Muitos autores, como L'VOVICH 1979 e BEARD 1981, consideram que a crescente procura de água no mundo só poderá ser satisfeita com uma cada vez maior regularização dos escoamentos naturais, para o que as albufeiras de armazenamento são condição necessária. Partindo desta necessidade de uma cada vez maior regularização dos escoamentos, DAVID 1976 propõe que as bacias hidrográficas sejam classificadas em três fases de desenvolvimento:

— natural: práticamente sem interferência humana significativa;
— em desenvolvimento: quando existe regularização dos escoamentos e o consumo de água cresce rápidamente;
— desenvolvida: quando a regularização foi levada ao máximo e se tenta regular a procura de água.

Para esta classificação, sugere-se a utilização de dois índices:

— R, índice de regularização: razão entre a capacidade de armazenamento existente e a capacidade necessária para a regularização total;
— U, índice de utilização: razão entre as quantidades de água utilizada e a potencialmente utilizável na situação de regularização total.

A utilização da água está sempre associada a uma certa *fiabilidade* que pode ser definida como a probabilidade de satisfação de procura[1]. QUINTELA 1979 refere valores habitualmente assumidos para a fiabilidade de acordo com o tipo de utilização: superior a 90% para o abastecimento doméstico urbano, 75 - 95% para o abastecimento industrial, 75 - 85% para a irrigação e piscicultura, 75 - 99% para a produção de energia hidroeléctrica. Se se considerarem as grandezas F (fiabilidade), C (capacidade de armazenamento em percentagem do escoamento médio), U (percentagem do escoamento médio do rio que é utilizada), obtém-se relações entre elas com a forma que se apresenta na figura 2.2.

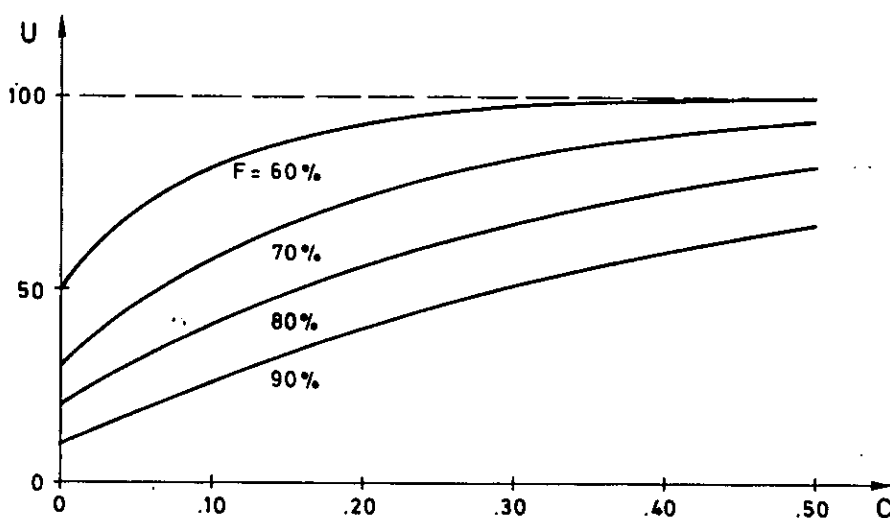



Fig. 2.2 — Relação entre capacidade, utilização e fiabilidade

(1) Dentro da definição genérica de fiabilidade que foi apresentada, há diferenças na sua definição concreta: há autores que a definem como a percentagem do *tempo* em que a procura é satisfeita, outros como a razão entre o *volume* fornecido acumulado e o volume pedido acumulado. Esta questão é detalhadamente analisada no capítulo 5.

A capacidade necessária aumenta com a utilização e com a fiabilidade; o escoamento utilizável aumenta com a capacidade e decresce com a fiabilidade.

Considerando a fiabilidade da ordem do 70 - 80%, apenas uma pequena fracção do escoamento médio é utilizável se a capacidade de armazenamento fôr nula. QUINTELA 1979 refere o caso de Portugal, país onde, se não existissem albufeiras de regularização, o grau de utilização do escoamento superficial seria muito baixo, tornando-se práticamente nulo a sul do Rio Tejo, excepção feita ao Rio Guadiana.

Para idênticos valores de U e F, C varia de rio para rio. Em primeira aproximação, pode dizer-se que C cresce com:

— C_v, coeficiente de variação da série de escoamentos anuais;
— T , índice de torrencialidade, definido como o valor médio da percentagem do escoamento anual que ocorre nos 3 meses de maior escoamento do ano.

C_v e T assumem valores altos nos rios das regiões de clima tropical, tornando crítica a necessidade de armazenamento para se fazer o aproveitamento dos recursos hídricos.

2.3.3 — *Aproveitamentos de fins múltiplos*

As albufeiras são uma componente dos sistemas de recursos hídricos, onde, normalmente, é possível e vantajoso fazer um aproveitamento de fins múltiplos pois podem desempenhar as seguintes funções:

— providenciar escoamentos regularizados para o abastecimento doméstico e industrial, irrigação, diluição de poluentes;
— utilizar a queda concentrada na barragem para a produção de energia hidroeléctrica;
— desenvolver a pesca e actividades recreativas na albufeira;
— reservar, durante certos meses, parte da capacidade de armazenamento para o amortecimento de cheias.

A utilização duma albufeira para fins múltiplos aumenta a sua rentabilidade económica e os benefícios sociais que dela se podem extrair, principalmente se ela for concebida dessa forma desde a fase inicial de planeamento. Historicamente, as albufeiras foram sendo planeadas e construídas tendo em vista uma única finalidade, introduzindo-se outras finalidades já na fase de exploração, sendo esses outros fins considerados marginais ou secundários em relação à finalidade principal. Quando se começaram a verificar carências de água e competição entre as diversas utilizações, essa tendência mudou e actualmente a regra é que um aproveitamento sirva diversos fins.

Embora o desenvolvimento dos recursos hídricos em África se tenha iniciado muito mais tarde do que em outras regiões, o que lhe permitiria aproveitar as experiências já existentes, não escapou à tendência para planear aproveitamentos para um único fim, podendo referir-se como exemplo os aproveitamentos de Volta, no Gana, e Cahora-Bassa em Moçambique: ambos projectados para a produção de energia hidroeléctrica, só posteriormente à sua entrada em funcionamento é que se começou a considerar estender a sua exploração para outros fins (FUTA 1976, RPT 1979).

2.3.4 — *Impactos humanos e ambientais das grandes albufeiras*

As grandes albufeiras e grandes barragens produzem modificações radicais no regime natural dos rios e, por isso, levantam uma série de problemas. Os impactos não são necessariamente negativos mas alterações ambientais que têm de ser previstas na fase

de planeamento para, se possível, delas tirar partido. ACKERMAN *et al.* 1973 apresentam esses problemas com bastante pormenor e com exemplos concretos entre os quais os das grandes albufeiras africanas do Volta, Kariba, Kainji e Alto Assuão. CUNHA *et al.* 1980 e BISWAS 1980 sintetizam do seguinte modo os principais impactos das grandes albufeiras:

a) No meio físico:

— assoreamento da albufeira, erosão do leito e margens a jusante;
— aumento da evaporação, alterações locais de clima;
— alteração dos níveis freáticos e regime de águas subterrâneas;
— alteração das pressões na crusta terrestre, podendo induzir sismicidade;

b) No meio biológico:

— estratificação e eurotrofização na albufeira;
— modificação da ecologia aquática, passando de um meio fluvial para um meio lacustre com modificação da fauna e da flora nas proximidades; aparecimento de plantas infestantes;
— condições favoráveis ao aumento de doenças endémicas como a malária e a bilharziose, esta última em ligação com os sistemas de irrigação;

c) No meio social:

— deslocação forçada das populações que viviam na área inundada pela albufeira;
— inutilização de áreas com interesse urbanístico, agrícola, cultural ou paisagístico.

A crescente preocupação actualmente existente com os problemas ambientais tem evidenciado que os "custos", entendidos num sentido generalizado, para além dos custos monetários de construção, operação e manutenção do sistema, associados à criação de albufeiras são mais elevados do que os normalmente contabilizados. Isto tem de ser devidamente levado em conta quando se tomarem decisões sobre a criação de novas albufeiras. No entanto, citando CUNHA *et al*1980, "a possível ocorrência desses inconvenientes não deve servir de fundamento para excluir à priori a construção de qualquer nova barragem em qualquer região do mundo como pretendem alguns extremistas da conservação da natureza, que não raro expõem tranquilamente as suas teorias enquanto gozam dos benefícios da sociedade de consumo nos países mais desenvolvidos". Portanto, há que não considerar de forma absoluta os inconvenientes de natureza ambiental, menosprezando o impacto sócio-económico positivo que as albufeiras podem ter, como referem HAFEZ e SHENOUDA 1977 a propósito da albufeira de Alto Assuão (Lago Nasser). Aliás, a análise dos impactos ambientais deve ser tanto quanto possível uma análise científica, o que nem sempre acontece: como MANCY 1981 escreve, com alguma ironia, "Nos últimos dez anos, a barragem do Alto Assuão constituíu o exemplo favorito para os ecologistas, do desenvolvimento que saiu errado (...) no entanto, é evidente que a barragem foi um passo positivo, importante no desenvolvimento económico do Egipto moderno. A barragem não criou um desastre ecológico como anunciavam alguns ecologistas". Uma comissão para avaliar os efeitos da albufeira do Alto Assuão, incluindo especialistas do EUA, chegou à mesma conclusão (WALTON 1981).

Importa referir que muitos dos impactos ambientais e sociais negativos derivados da criação de albufeiras podem ser muito minorados através dum planeamento e actuação adequadas, como é proposto por OBENG 1977, 1978.

Para além dos possíveis impactos negativos que atrás se referiram, existem outros problemas que obrigam a um planeamento cuidadoso de novas albufeiras. São eles:

— Os elevados investimentos envolvidos — segundo dados actuais da R. P. Moçambique, albufeiras com significativa influência regularizadora, com capacidades de armazenamento superiores a 100 milhões de metros cúbicos, podem custar mais de 20 milhões de dólares, valor bastante elevado para economias fracas como são as dos países em vias de desenvolvimento;
— Irreversibilidade — uma vez construída a barragem, quaisquer modificações em relação ao planeamento inicial ficam bastante limitadas, restringindo-se práticamente a mudanças nas regras de operação da albufeira. Mesmo a elevação do coroamento da barragem e o correspondente aumento de capacidade da albufeira apenas são possíveis, normalmente, se tal tiver sido previsto no projecto desde o início;
— Tempo necessário para a concretização — o projecto duma barragem implica estudos específicos — hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos e outros — que podem durar vários anos. Se se adicionar a isto o tempo necessário para a elaboração do projecto, os antecedentes estudos de viabilidade, a procura do financiamento e a construção, podem facilmente decorrer mais de quinze anos entre o início do estudo duma barragem e a sua entrada em funcionamento;
— Interdependência — o funcionamento de várias albufeiras numa mesma bacia hidrográfica está estreitamente interligado, estejam as albufeiras dispostas em série ao longo do rio ou em paralelo em vários afluentes. Basta considerar como exemplos a localização duma albufeira que recebe escoamentos parcialmente regularizados por outra albufeira situada a montante ou a localização de duas albufeiras em dois afluentes que regulam os escoamentos para uma mesma área de rega a jusante (figura 2.3).

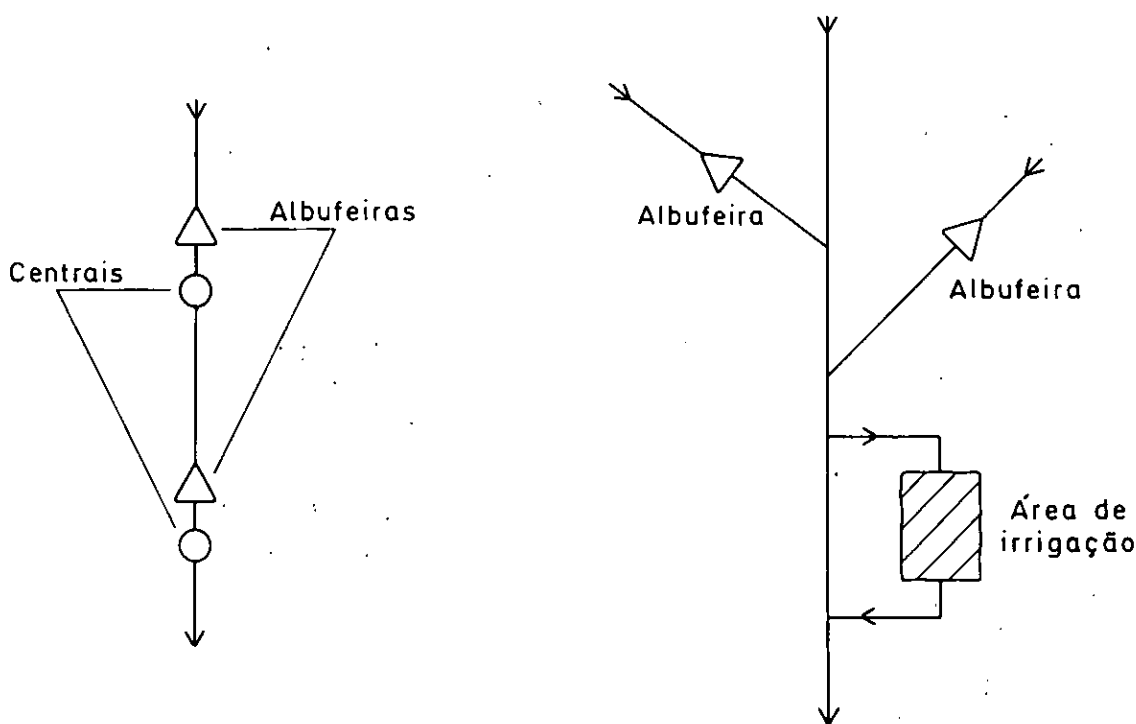



Fig. 2.3 — Albufeiras em série e em paralelo

Esta estreita interdependência indica a necessidade de um plano abrangendo toda a bacia hidrográfica. Nesse plano de aproveitamento dos recursos hídricos da bacia hidrográfica seria estudado o "sistema de albufeiras" no seu conjunto, permitindo fixar aproximadamente as características mais importantes de cada uma delas, em especial as respectivas capacidades de armazenamento, antes de passar às fases de estudos de viabilidade e ao projecto de cada um dos aproveitamentos individualmente.

2.4 — A bacia hidrográfica como unidade de planeamento dos recursos hídricos

2.4.1 — *A bacia hidrográfica como unidade de planeamento: vantagens e dificuldades*

Para o aproveitamento dos recursos hídricos, a unidade de planeamento natural é a bacia hidrográfica. De facto, é a nível da bacia hidrográfica que se verificam relações mais estreitas entre:

— recursos de águas superficiais a montante e a jusante;
— recursos de água superficiais e subterrâneas;
— consumos a montante e disponibilidades, em termos de quantidade e qualidade de água, a jusante;
— construções (albufeiras, pontes, ocupações nas planícies de cheia) no rio e nas margens e modificações morfológicas e das características de escoamento a jusante e a montante, por vezes a distâncias de dezenas de quilómetros.

É também a nível da bacia hidrográfica que se torna possível definir, como propõem DAVID 1976 e QUINTELA 1979, o potencial de recursos hídricos, constituindo um limite superior da quantidade de água que poderá estar disponível. CUNHA e BAU 1981 salientam que "... nos limites duma bacia, todas as utilizações das águas superficiais e subterrâneas são interdependentes e, portanto, também é desejável que a sua gestão o seja" (extracto da Carta Europeia da Água).

Este princípio de considerar a bacia hidrográfica como a unidade de gestão de recursos hídricos tem vindo a ser insistentemente defendido nos *fora* que se têm debruçado sobre o problema (UN 1976a, 1977, 1980; APRH 1979). O "Plano de Acção de Mar del Plata", saído da Conferência da Água das Nações Unidas, recomenda expressamente que todos os países devem "considerar como uma questão urgente e importante o estabelecimento e reforço de autoridades de bacias hidrográficas, tendo em vista conseguir um planeamento e desenvolvimento integrado das bacias mais eficiente e atendendo a todas as utilizações da água...". Também a "Carta Europeia da Água", proclamada pelo Conselho da Europa em Estrasburgo em 1968, diz num dos seus princípios: "A gestão dos recursos hídricos deve inserir-se no âmbito da bacia hidrográfica natural e não no das fronteiras administrativas e políticas." (CUNHA *et al.* 1980).

No entanto, esta princípio encontra bastantes dificuldades na sua aplicação. Com efeito, há uma forte tendência de considerar como unidades de gestão para os recursos hídricos as resultantes da divisão administrativa do país. Como essa decisão foi feita, geralmente, sem se entrar em linha de conta com os problemas da água, daí resultam choques entre essas regiões administrativas tradicionais e as que resultariam dum agrupamento de bacias hidrográficas, acontecendo muitas vezes que o rio, que deveria ser o eixo de desenvolvimento duma região natural, serve de limite entre unidades administrativas vizinhas. Este conflito é frequentemente agravado pelo facto de não se

considerar a água como um recurso único com múltiplas utilizações possíveis mas considerando-a decomponível em parcelas - água para irrigação, água para produção de energia, etc. - e entregando a gestão de cada "parcela" a uma autoridade diferente que, por estar ligada apenas a um sector económico ou social, está longe de ter a visão global do aproveitamento da água para fins múltiplos.

Nos países desenvolvidos as regiões de maior desenvolvimento industrial e as grandes concentrações urbanas formaram-se num período de relativa abundância de água o que levou a que quase se ignorasse totalmente os condicionamentos que, mais tarde, a carência de água viria a impôr. A crescente dificuldade de satisfazer o aumento da procura de água e a gravidade dos problemas de poluição, situações onde se evidencia a necessidade de gestão da água no âmbito de bacias hidrográficas, tem levado muitos desses países a reverem a sua legislação nos últimos vinte anos, estabelecendo-se progressivamente novas disposições legais em que a gestão da água é feita em unidades coincidentes com conjuntos de bacias hidrográficas e articuladas com os diferentes níveis de planeamento e gestão económica e social: tal é o caso, entre outros, da França, Inglaterra, URSS e Hungria, como se refere em CUNHA *et al.* 1980.

Também nos países em desenvolvimento se verificam desajustamentos entre a divisão administrativa, que serve de base à gestão económico-social, e a divisão por bacias hidrográficas. O fraco desenvolvimento económico fez com que, por vezes, os rios constituíssem autênticas barreiras físicas na comunicação entre regiões. Nos países africanos duma maneira geral as estruturas institucionais ligadas ao planeamento e gestão dos recursos hídricos têm-se revelado inadequadas, constituindo por vezes obstáculo ao aproveitamento desses recursos, como se refere em UN 1977a. A constatação de que a água é um factor fundamental para o desenvolvimento económico-social e a necessidade duma adequada estrutura de gestão tem, no entanto, dado origem em muitos países africanos à criação de "Ministérios da Água" ou estruturas equivalentes para o desenvolvimento dos recursos hídricos e reforçado a tendência para a criação de autoridades de bacia que zelem pelo seu aproveitamento global e integrado (UN 1980).

2.4.2 — *Bacias hidrográficas internacionais*

O princípio de que a unidade de gestão de recursos hídricos é a bacia hidrográfica deve ser mantido mesmo quando se trata duma bacia hidrográfica internacional[1]. A sua aplicação é, no entanto, bastante mais difícil do que no caso das bacias hidrográficas nacionais.

A importância das bacias hidrográficas internacionais é enorme: dados apresentados pelo Secretariado das Nações Unidas (UN SECRETARIAT 1976) indicam que:

— mais de metade dos países do mundo, entre os quais se inclui Moçambique, tem mais de 50% do seu território situado em bacias internacionais; cerca de um quarto dos países do mundo estão inteiramente situados em bacias internacionais;
— existem cerca de duzentas grandes bacias hidrográficas internacionais, das quais cinquenta e duas têm mais de cem mil quilómetros quadrados;
— das dezanove bacias hidrográficas com mais de um milhão de quilómetros quadrados existentes no mundo, quinze são bacias internacionais.

(1) Segundo as Regras de Helsínquia, aprovadas em 1966 pela Associação de Direito Internacional, uma bacia hidrográfica internacional é uma bacia hidrográfica que se estende por territórios de dois ou mais Estados, considerando-se incluídas nos espectivos recursos hídricos as águas superficiais e subterrâneas (versão em língua portuguesa apresentada em CUNHA *et al.* 1980).

A necessidade de partilharem os recursos hídricos comuns tem dado origem a numerosos acordos bi- ou multi-laterais entre Estados nas últimas décadas, embora haja acordos datados do século passado: a primeira convenção garantindo a livre navegação no rio Reno, assinada em 1868, e o acordo sobre os rios de fronteira entre os Estados Unidos e o México, de 1889 (UN 1975). No entanto, as dificuldades em se chegar a acordo, os frequentes litígios, evidenciaram a carência de normas de direito internacional no campo dos recursos hídricos internacionais. Várias tentativas nesse sentido foram sendo feitas até se chegar às Regras de Helsínquia, conjunto de princípios geralmente aceites pelos países que pretendem negociar um acordo sobre os recursos hídricos que partilham. Dois princípios consagrados nas Regras de Helsínquia merecem especial destaque:

— o princípio da soberania territorial limitada — cada Estado tem direito a uma parte razoável e equitativa dos recursos hídricos duma bacia hidrográfica internacional. Por exemplo, um Estado situado a montante na bacia internacional deve atender, na utilização que faz da água, à utilização que o Estado a jusante pretende fazer;
— o princípio da equidade na repartição dos recursos hídricos — embora as Regras de Helsínquia não indiquem com precisão matemática como deve ser feita essa repartição equitativa, elas dizem que há que respeitar os interesses de todos os Estados da bacia.

A conferência da Água das Nações Unidas deu bastante atenção ao problema das bacias internacionais, salientando nas suas resoluções (UN 1977a):

— o direito de todos os Estados duma bacia hidrográfica internacional partilharem equitativamente os recursos hídricos dessa bacia, promovendo laços de solidariedade e cooperação;
— a necessidade dum esforço continuado para reforçar o Direito Internacional da Água, desenvolvendo e codificando normas para a utilização de recursos hídricos partilhados entre diversos Estados;
— a necessidade de divulgação e análise das experiências de cooperação já existentes, promovendo encontros entre representantes de Comissões de Bacias Internacionais.

Em relação às bacias hidrográficas internacionais, seria desejável que os Estados envolvidos conseguissem acordar num plano conjunto para o desenvolvimento dos recursos hídricos da bacia e no estabelecimento duma Comissão ou Autoridade da bacia, com largos poderes e autonomia para a concretização desse plano e para a gestão dos recursos hídricos da bacia. Não é fácil, porém atingir esta situação:

— as negociações são habitualmente difíceis e morosas, potencialmente geradoras de conflitos, podendo até originar-se situações de grande tensão entre Estados[1];
— por vezes, como refere UN 1975, a cooperação a nível da bacia internacional é pouco efectiva porque alguns Estados não possuem, a nível nacional, um organismo devidamente estruturado para fazer a gestão dos recursos hídricos nacionais;
— é difícil acordar num plano conjunto que contemple os objectivos que os vários Estados pretendem atingir, ou seja, trata-se sempre dum problema de optimização com objectivos múltiplos. HANSSON e REVESZ 1982 colocam o problema com

(1) ZAMAN 1982 refere as disputas entre a Índia e o Bangladesh por causa da bacia do Ganges, questão que chegou a ser levantada na Assembleia Geral das Nações Unidas em 1976.

clareza: "O incentivo básico para a cooperação é que cada nação deve ganhar alguma coisa com isso" embora, como referem os mesmos autores, os ganhos possam ultrapassar o âmbito dos recursos hídricos podendo traduzir-se, por exemplo, em melhoria de laços comerciais ou em relações de boa vizinhança;
— é difícil institucionalizar uma comissão para a bacia internacional com suficiente autonomia para a gestão dos recursos hídricos da bacia, pois muitos Estados temem estar a alienar uma parcela dos seus direitos de soberania.

Estas dificuldades reflectem-se na situação actual dos acordos existentes em que, apesar do progresso verificado nas últimas duas décadas, se nota que (UN 1975, DUPUY 1976):

— ou têm um âmbito territorial limitado: partes da bacia, troços fronteiriços dos rios;
— ou consideram apenas uma determinada finalidade: navegação, produção de energia, controle da qualidade da água;
— ou não se criam comissões de bacias.

Há, no entanto, acordos em que a unidade da bacia internacional é preservada no planeamento e gestão dos recursos hídricos, como é o caso do rio Columbia (acordo entre os Estados Unidos e o Canadá). É interessante constatar que em África se tem avançado bastante na celebração e execução de acordos sobre bacias internacionais. HAYTON 1982 considera exemplares os acordos respeitantes às bacias do rio Senegal (Mali, Mauritânia, Senegal) e Kagera (Tanzania, Uganda, Ruanda). O acordo sobre o rio Senegal criou uma comissão de bacia com grande autonomia para planear o desenvolvimento dos recursos hídricos, arranjar financiamentos para obras hidráulicas, operar os sistemas, e definiu as regras de partilha de custos e benefícios (NGUYEN 1982). O acordo sobre o rio Kagera também criou uma comissão de bacia com a missão de recolha e análise da informação existente, preparação dum plano de desenvolvimento dos recursos hídricos, treino de pessoal, selecção de projectos a executar e criação duma estrutura de gestão (LWEHABURA 1976).

Em síntese, pode dizer-se que é de grande importância adoptar a bacia hidrográfica ou conjunto de bacias hidrográficas como unidade de gestão dos recursos hídricos e que, apesar das dificuldades, deve-se aplicar este mesmo princípio às bacias hidrográficas internacionais.

2.5 — Planos a longo prazo para o aproveitamento dos recursos hídricos

2.5.1 — *Necessidade de planos a longo prazo*

Com a elaboração de planos a longo prazo, abrangendo períodos de trinta a cinquenta anos, pretende-se perspectivar a evolução da procura da água e definir a política de gestão de recursos hídricos que permita ajustar as disponibilidades e a referida procura. O ajustamento pode ser conseguido actuando sobre qualquer das componentes:

— aumentando as disponibilidades, por exemplo através do aumento da regularização dos escoamentos superficiais, exploração de novos aquíferos, transferência de água entre bacias, reutilização de águas usadas;
— diminuindo a procura, por exemplo através de programas de conservação, introdução de tecnologias secas menos poluidoras, aumento da eficiência de sistemas de irrigação, localização de futuros grandes consumidores em zonas com maior abundância de água.

No caso dos países africanos, onde a procura de água tem ainda níveis reduzidos, a tónica cai no aumento das disponibilidades.

É muito importante a existência de planos a longo prazo para o aproveitamento de recursos hídricos, quer a nível nacional quer a nível regional ou de bacia hidrográfica. UN 1976b apresenta como razões para tal o facto de as estruturas hidráulicas necessárias para satisfazer a procura de água em termos de quantidade e qualidade serem geralmente mobilizadoras de grandes volumes de capital (capital-intensivas), levarem muito tempo a estudar, a construir e a entrar em operação e terem vida útil longa. CUNHA *et al.* 1980 acrescentam ainda a questão da irreversibilidade, já atrás referida, para reforçar a necessidade de planos a longo prazo. A Conferência da Água das Nações Unidas (UN 1977a) incluiu uma recomendação de que todos os países deveriam formular planos gerais à escala nacional e de bacias hidrográficas para terem uma perspectiva de longo prazo para o planeamento das acções a curto e médio prazo.

Para a elaboração dum plano a longo prazo, é preciso dispôr de um "inventário" dos recursos hídricos, normalmente tendo como base a bacia hidrográfica. QUINTELA 1979 refere que os elementos de base necessários para o inventário são essencialmente observações:

— meteorológicas: precipitações, temperaturas, evaporação;
— hidrométicas: alturas e caudais de cursos de águas superficiais;
— de cotas piezométricas em aquíferos;
— de erosão, sedimentação e transporte sólido;
— de qualidade da água;

para além de outros elementos como características dos aquíferos (espessura, transmissividade, zonas de recarga), cobertura vegetal, etc..

Este conjunto de elementos permite fazer a caracterização estocástica atendendo à variabilidade natural do ciclo hidrológico, das disponibilidades de água em regime natural.

As disponibilidades naturais podem ser alteradas: sobretudo é possível reduzir a sua variabilidade com a introdução de albufeiras de armazenamento. O inventário deve, assim, incluir todas as possibilidades de regularização dos escoamentos naturais e as consequentes transformações das disponibilidades.

O inventário dos recursos hídricos duma bacia permite:

— por um lado, considerando a máxima regularização possível, estabelecer aproximadamente um limite superior da disponibilidade de água utilizável, na hipótese de não haver grandes mudanças tecnológicas;
— por outro, conjugando a informação hidrológica com informação sobre solos, clima, demografia, economia e outra informação, estabelecer o que DAVID 1976 designa por "plano de regulação total" ou "esquema geral": definição das principais infraestruturas hidráulicas (albufeiras, área de rega, centrais, tomadas de água para abastecimento urbano e industrial, canais de navegação) e dos esquemas que conduzem ao integral aproveitamento dos recursos hídricos da bacia, procurando satisfazer determinados objectivos como, por exemplo, a maximização de benefícios líquidos.

O esquema geral tem muitos pontos de contacto com o plano a longo prazo do aproveitamento dos recursos hídricos. No entanto, para uma bacia com uma área da ordem dos dez a vinte mil quilómetros quadrados, o período de tempo necessário para um completo aproveitamento do seu potencial de recursos hídricos excederá bastante o período coberto pelo plano a longo prazo de forma que, no caso dos recursos hídricos, se poderia substituir os três níveis temporais habitualmente considerados por quatro:

esquema geral, planos a longo prazo, médio prazo e curto prazo. A todos os níveis, o plano constitui o processo de ajustar as disponibilidades de água, definidas no inventário, às necessidades de água, resultantes dos planos de desenvolvimento económico e social. Esse ajustamento, para além de se fazer aos níveis temporais, é feito também ao nível espacial de bacia hidrográfica, regional e nacional.

CUNHA *et al.* 1980 sistematizam da seguinte maneira as acções para a elaboração dum Plano Nacional de Recursos Hídricos:

— definição dos objectivos a atingir e da política de gestão dos recursos hídricos;
— inventário das disponibilidades de água;
— inventário das necessidades de água;
— formas de balancear disponibilidades e necessidades;
— identificação e selecção de projectos a executar;
— formulação de programas a longo e médio prazo e definição de programas de acção imediata e de medidas de carácter institucional conducentes a promover a gestão da água.

Com modificações menores, esta sistematização é aplicável à elaboração de planos regionais ou planos de bacias hidrográficas. Note-se a semelhança dos cinco primeiros pontos com a elaboração do esquema geral para a bacia hidrográfica proposto por DAVID 1976. Devido à sua grande utilidade, muitos países dispõem já de Planos Nacionais de Recursos Hídricos, até mesmo alguns países em vias de desenvolvimento como o México, a Venezuela e o Egipto (CUNHA *et al.* 1980, SAMAHA 1978).

2.5.2 — *Planeamento em situação de incerteza*

Uma das maiores dificuldades na elaboração de planos a longo prazo consiste na incerteza das previsões que se torna necessário fazer. Por exemplo, LOFTING e DAVIS 1977 apontam as dificuldades na previsão da futura procura de água para várias utilizações. Esses autores consideram que, se é possível fazer uma razoável previsão das necessidades de água para a agricultura, já se torna muito mais difícil fazê-la para o sector industrial, onde as modificações tecnológicas têm introduzido reduções drásticas dos consumos unitários de água. As técnicas de inferência estatística são muito utilizadas embora, muitas vezes, em condições que violam os pressupostos dos modelos, como a estacionariedade (PAWLOWSKI 1980, WHITFORD 1972). Uma questão que assume particular importância para os países em desenvolvimento é levantada por L'VOVICH 1979: o perigo de se fazerem extrapolações que não tenham em conta a dinâmica do progresso social. Para além da incerteza da procura de água, existem outros tipos de incerteza que adiante se referem.

A incerteza não pode ser eliminada pelo que há que desenvolver os planos a longo prazo, tomando-a devidamente em consideração, pois como diz VLACHOS 1983 "... os futuros não podem ser preditos mas eles são frequentemente criados pelas decisões do presente.". Para lidar com o problema da incerteza, CUNHA *et al.* 1980 dividem o processo de análise em três fases:

— identificação das várias origens da incerteza;
- caracterização quantitativa das incertezas de vários tipos;
incorporação da incerteza no processo de análise e decisão.

Os mesmos autores referem como principais tipos de incerteza os seguintes:

a incerteza relacionada com os fenómenos naturais que condicionam a disponibilidade dos recursos hídricos;

— a incerteza relacionada com insuficiência de informação, seja ela:
  — hidrológica: as séries existentes nos países em desenvolvimento são frequentemente muito curtas, p. ex.º séries de caudais com menos de 30 anos, o que torna difícil estimar momentos de ordem superior à primeira;
  — económica: benefícios e custos unitários variam ao longo do tempo e em valor relativo, podendo pôr em causa o acerto de decisões anteriormente tomadas. A título de exemplo pode referir-se as enormes flutuações do preço de açúcar no mercado internacional nos últimos 15 anos (CAMPOS 1980);
  — sócioeconómica: para períodos tão longos como os correspondentes a um plano a longo prazo é difícil estimar correctamente elementos como o crescimento da população, a migração rural para as cidades ou o crescimento económico;
  — ambiental: possíveis impactos duma grande albufeira ou do crescimento duma cidade;
— a incerteza associada às dificuldades de previsão da futura procura de água;
— a incerteza relacionada com as limitações da compreensão dos processos naturais, tecnológicos, económicos e sociais que condicionam os problemas de recursos hídricos;
— a incerteza relacionada com a validade dos modelos utilizados.

Para minorar o impacto das incertezas, é frequente (UN 1976b, CUNHA *et al.* 1980) considerar o período de planeamento dividido em dois subperíodos:

— um primeiro, de dez a quinze anos, onde um planeamento mais rigoroso é possível e que se concretiza por sucessivos planos a médio prazo (5 a 7 anos), por sua vez decompostos em planos de execução anuais.
— um segundo período complementar, cobrindo o resto do período abrangido pelo plano a longo prazo em que é feita uma avaliação aproximada das linhas de desenvolvimento e alternativas para compatibilizar as necessidades previstas com as disponibilidades de água. Por vezes, consideram-se cenários alternativos para avaliar como variam as decisões a tomar no primeiro subperíodo, procurando que estas sejam simultâneamente quase-óptimas em relação aos critérios de decisão que se adoptem e pouco sensíveis às mudanças dos cenários.

Finalmente, importa referir uma acção fundamental para atenuar os efeitos da incerteza na formulação de planos a longo prazo que é a revisão periódica, por exemplo de cinco em cinco anos, desses planos, sejam a nível nacional, regional ou de bacia hidrográfica (UN 1976b, 1977). Esta revisão permite a incorporação de nova informação, a actualização das previsões em relação ao futuro e a contínua validação dos modelos utilizados.

2.6 — Aproveitamento dos Recursos Hídricos na R. P. Moçambique

Nos pontos anteriores fez-se referência a algumas questões centrais no aproveitamento dos recursos hídricos, sobretudo nos países em desenvolvimento:

— a água como factor de desenvolvimento económico e social;
— os objectivos a considerar na gestão dos recursos hídricos;
— o papel das albufeiras na regularização dos escoamentos;
— a bacia hidrográfica como unidade de gestão dos recursos hídricos;
— a formulação de planos a longo prazo.

Procura-se em seguida analisar como é que essas questões se colocam em relação a Moçambique, começando por se fazer uma breve caracterização geográfica do país. Esta caracterização baseia-se essencialmente em GONÇALVES 1974, ARAÚJO 1975 e ATAÍDE *et al.* 1977. Uma apresentação mais detalhada é feita no Anexo A.

2.6.1 — *Geografia e clima*

Moçambique situa-se na costa oriental de África, na sua zona austral, entre as latitudes 10°20'S e 26°52'S e entre as longitudes 30°12'E e 40°51'E. Ocupa uma superfície de cerca de 780 000 quilómetros quadrados, sendo limitado a Este pelo Oceano Índico e tendo fronteiras terrestres, de Norte para Sul, com a Tanzania, Malawi, Zambia, Zimbawe, África do Sul e Suazilândia. A costa tem cerca de 2470 quilómetros de desenvolvimento e a fronteira terrestre tem um comprimento total de cerca de 4330 quilómetros.

Em relação ao relevo distinguem-se três zonas principais, como se pode ver na carta hipsométrica, figura 2.4:

- — uma planície litoral, com altitudes inferiores a 200 metros, ocupando cerca de 45% do território;
- — uma zona de planaltos, com altitudes entre 200 e 1000 metros, correspondendo a cerca de 40% do território;
- — uma zona montanhosa de representação bastante mais reduzida que as anteriores, com altitudes superiores a 1000 metros.

A altitude média do país, obtida a partir da carta hipsométrica, é de cerca de 370 metros. Nota-se, no entanto, uma clara distinção entre a região a Sul do rio Save, que tem uma altitude média cerca de 120 metros, e a região a Norte do rio Save, com uma altitude média de cerca de 435 metros.

As unidades geológicas fundamentais do território são:

- — rochas sedimentares do Quartenário, correspondendo à planície litoral e, portanto, largamente predominantes na região sul do País;
- — rochas metamórficas do Paleozóico e Pré-Câmbrico, correspondendo à zona de planaltos e parte da zona montanhosa, predominando na região norte do País;
- — rochas eruptivas do Paleozóico e Pré-Câmbrico, do Mesozóico e do Karroo, constituindo parte importante da zona montanhosa;
- — rochas sedimentares do Karroo, com representação nas províncias de Tete e Niassa.

Em relação à hidrografia, a figura 2.5 apresenta os principais rios moçambicanos e respectivas bacias hidrográficas. Os rios de primeira ordem, *i. e.* que não são afluentes de outros rios, têm uma orientação geral W-E ou NW-SE.

As bacias hidrográficas internacionais que incluem Moçambique (v. figura 2.6), de entre as quais se destaca a do Zambeze com uma superfície de 1.2 milhões de quilómetros quadrados, sendo 140 000 quilómetros quadrados em território moçambicano, têm para Moçambique uma enorme importância, como é fácil de deduzir dos seguintes elementos:

- — a área do território moçambicano incluída em bacias internacionais (404 170 km^2) constitui cerca de 52% da área total de Moçambique;
- — a área de território moçambicano, englobado em bacias internacionais constitui apenas cerca de 20% da área total dessas bacias (2 010 790 km^2);

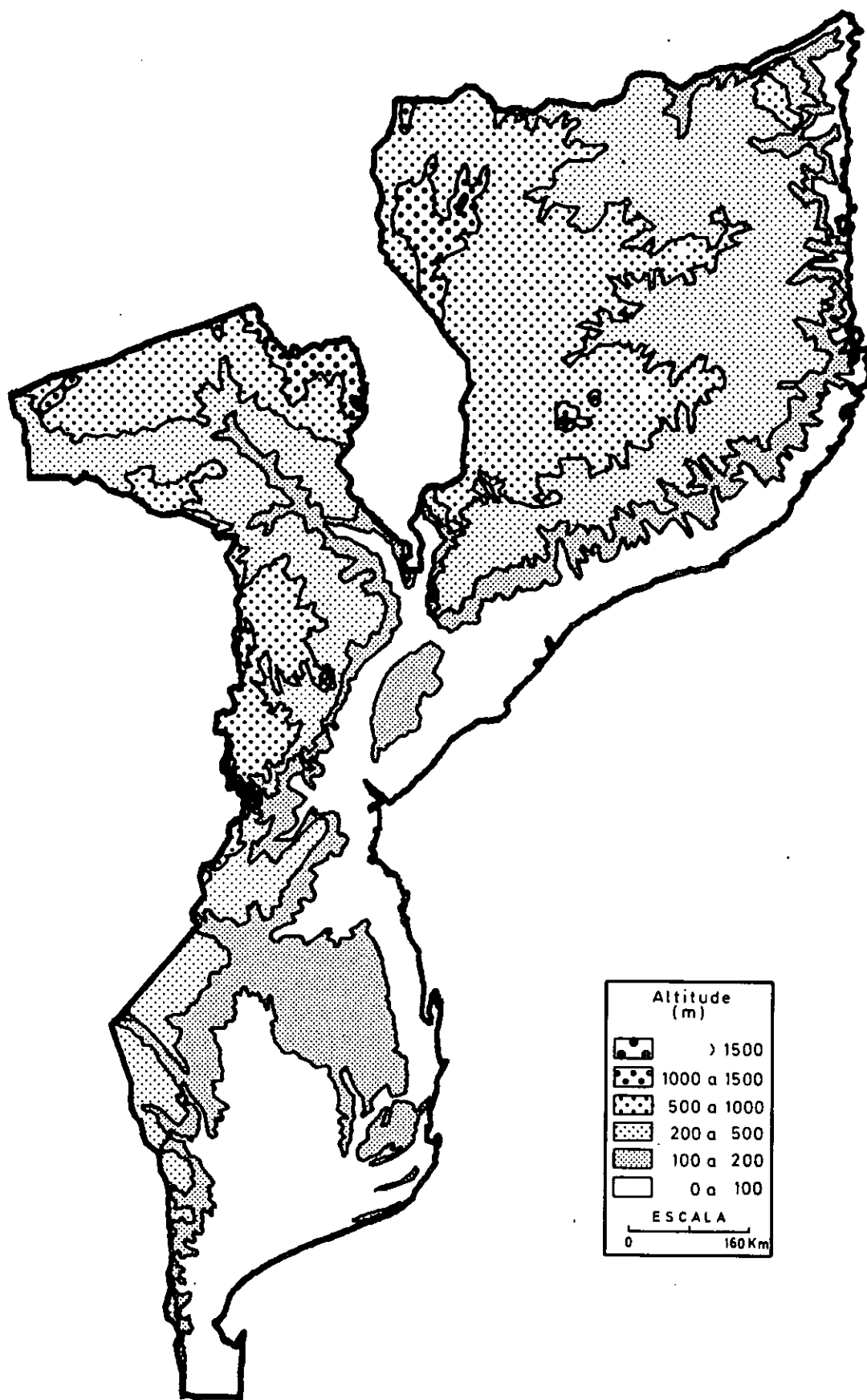



Fig. 2.4 — Carta hipsométrica de Moçambique

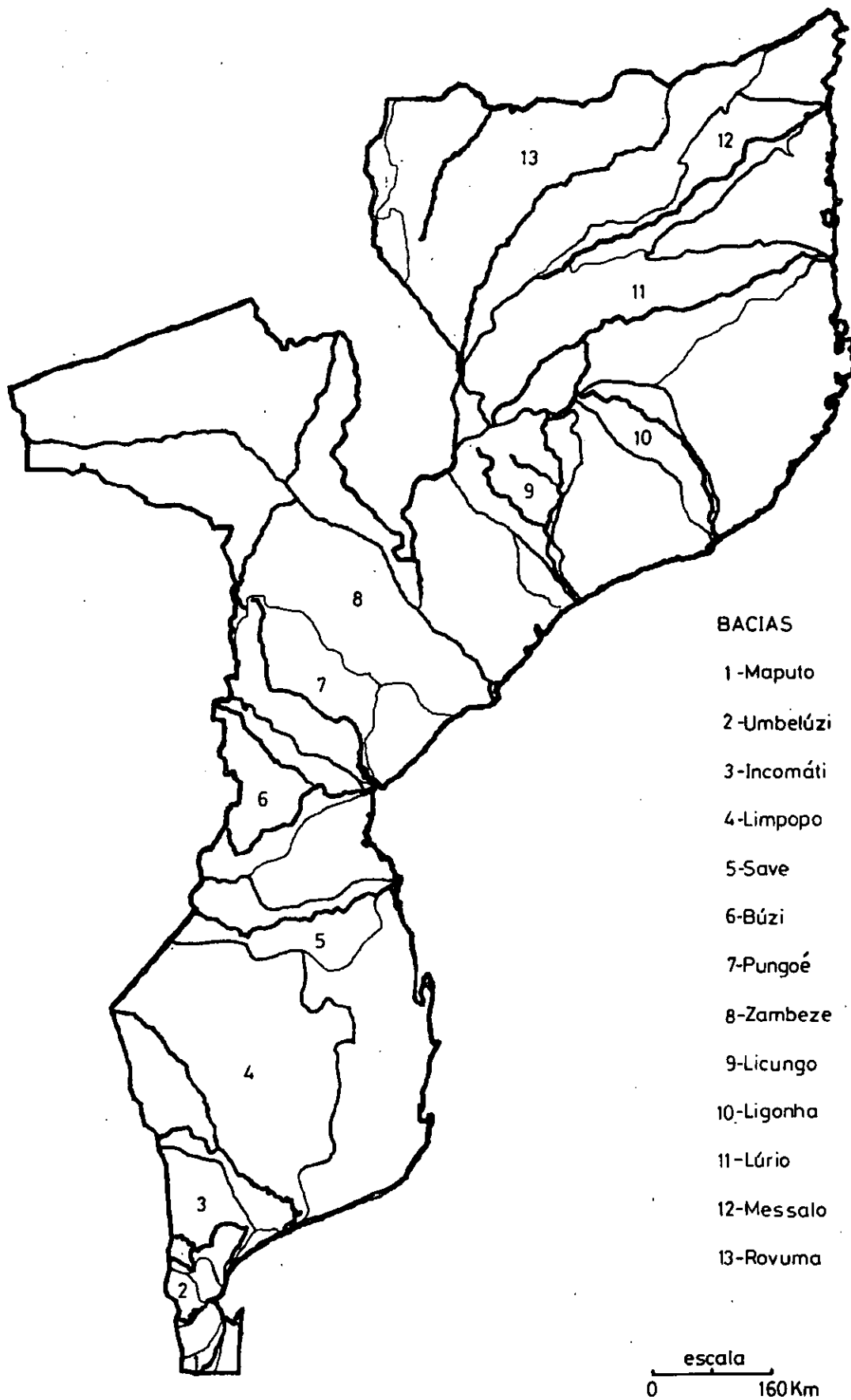



Fig. 2.5 — Rede hidrográfica de Moçambique

— a área total de Moçambique é cerca de 33% da área total das bacias que interessam directamente a Moçambique (2 386 620 km²).

Esta situação torna-se bastante delicada atendendo a que:

— nas bacias internacionais, o escoamento gerado fora de Moçambique e que atravessa a fronteira é, com excepção das bacias do Búzi e Pungoé, superior ao originado no próprio território de Moçambique;

— o território de Moçambique situa-se nos troços de jusante dos rios, com a única excepção do Rovuma.

Fica assim evidenciado até que ponto as disponibilidades de água do país estão condicionadas pelas utilizações da água pelos países situados a montante.

Moçambique fica situado nas zonas intertropical, quente, e sub-tropical, temperada quente. De entre as características climáticas que maior influência exercem nas disponibilidades de recursos hídricos contam-se a precipitação, a temperatura, a evapotranspiração, a humidade do ar e a aridez.

O valor médio da precipitação anual em Moçambique é de 950 mm. A distribuição espacial da precipitação anual média é muito heterogénea, sendo influenciada principalmente pela orografia e pela continentalidade. A região sul do País tem fracas precipitações, geralmente inferiores a 800 mm. É nesta região que se verificam os valores anuais médios mais baixos, Pafúri com 400 mm, enquanto os mais altos se registam nas regiões montanhosas da Alta Zambézia (Gurué, Tacuane) onde chegam a atingir 2000 mm. A variação temporal da precipitação também é grande quer de ano para ano quer ao longo do ano.

A temperatura anual média em Moçambique é de cerca de 24°C. Ao longo do ano, a temperatura média varia regularmente atingindo o mínimo em Julho e o máximo em Dezembro/Janeiro.

Os valores médios anuais da evatranspiração potencial (ETp), e da evapotranspiração real (ETr) são respectivamente de 1280 mm e 837 mm. O maior afastamento entre os valores de ETp e ETr verifica-se nas zonas de fraca precipitação no interior da região sul onde ETr atinge valores mínimos da ordem dos 400 mm.

Para o estudo do clima, interessa considerar a distribuição espacial dos valores médios da humidade do ar e da aridez, expressos respectivamente pelos índices de humidade, I_u, e de aridez, I_a. Grande parte do País tem valores do índice de humidade inferiores a 0.20, sendo práticamente nulos a Sul do Save, embora esse valor seja largamente excedido nas regiões montanhosas da Zambézia e Manica e nos planaltos de Lichinga, Angónia e Marávia. O índice de aridez apresenta valores superiores a 20% em práticamente todo o território, atingindo nas regiões interiores do Sul do Save e Sul da província de Tete valores de 60%.

Os índices de humidade e aridez permitem definir o índice hídrico I_h:

$$I_h = I_u - 0.6 I_a \quad (2.1)$$

Em função destes três índices e da evapotranspiração potencial, torna-se possível estabelecer para Moçambique uma classificação climática, utilizando o sistema de Thorntwaite, como se apresenta na figura 2.7.

2.6.2 — *Recursos hídricos de Moçambique*

Com os elementos climáticos apresentados, é possível estabelecer o balanço hídrico de Moçambique. O quadro 2.1 apresenta-o em conjunto com as médias continentais e mundial (adaptados de CUNHA *et al.* 1980).

RIO	AREAS (km2)			ESCOAMENTOS (hm3) (média anual)		
	ÁREA TOTAL	ÁREA NACIONAL	%	NA FRONTEIRA	NA FOZ	%
MAPUTO	28800	1950	7	2900	3100	7
UMBELÚZI	5600	2300	61	340	500	32
INCOMÁTI	45700	14900	33	3300	3900	20
LIMPOPO	412000	79600	19	4210	5510	24
SAVE	106150	22600	21	4920	6130	20
BÚZI	28644	25601	90	870	6600	87
PUNGOÉ	30787	28000	51	600	6630	91
ZAMBEZE	1200000	140000	17	88100	106600	17
ROVUMA	155400	101160	65		12600	

NOTA: Os escoamentos (médio anual) não correspodem a um periodo homogeneo e os valores são estimados

Fig. 2.6 — Bacias internacionais que abrangem Moçambique

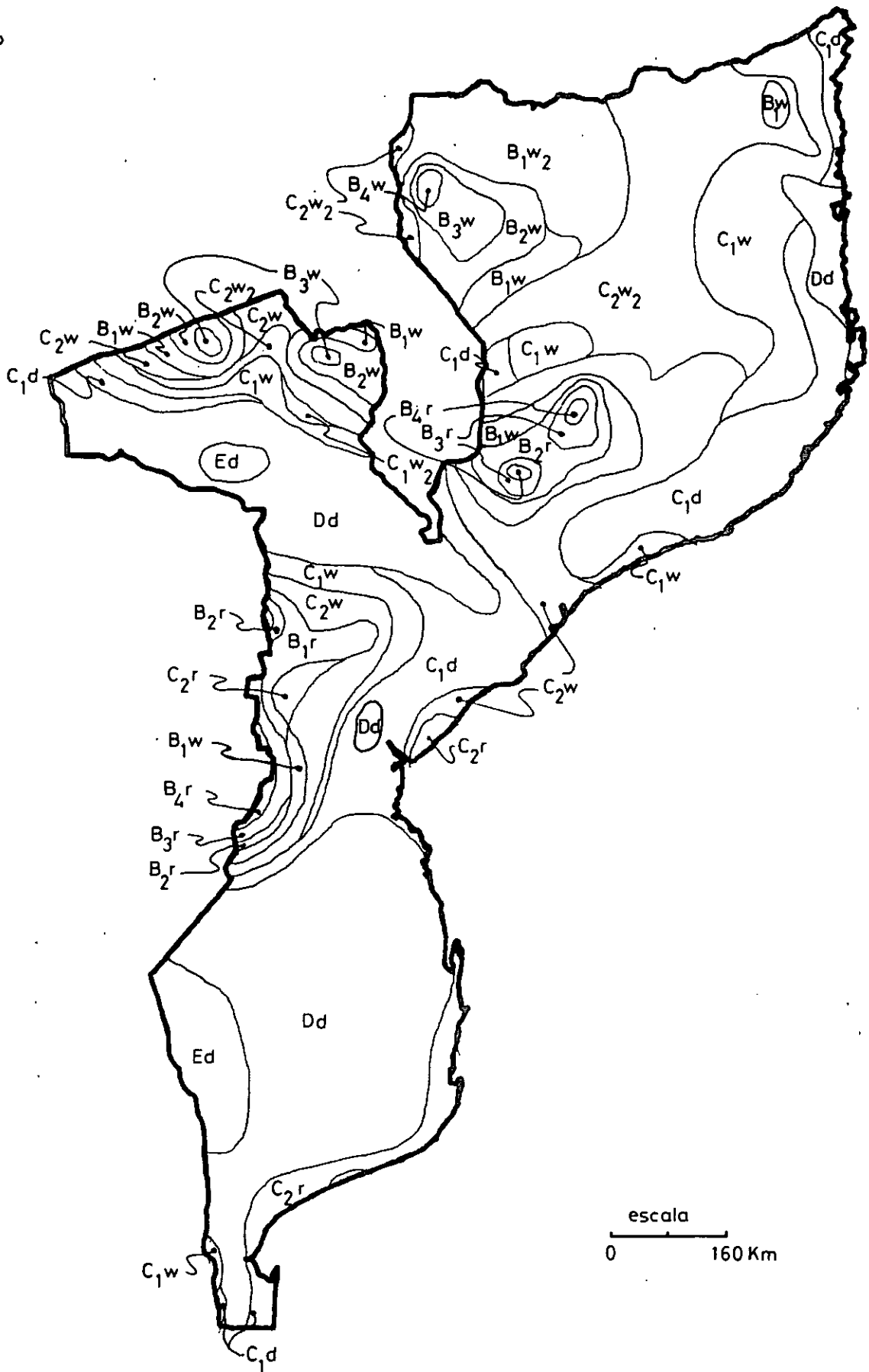



Fig. 2.7 — Zonas climáticas de Moçambique

QUADRO 2.1

Balanço hídrico dos continentes, do mundo e de Moçambique

Região	Superfície ($10^6 km^2$)	Precipitação (mm)	Evapotranspiração (mm)	Escoamento Superficial (mm)	Coeficiente de Escoamento
África	30.3	686	547	139	0.20
América do Norte	20.7	670	383	287	0.43
América do Sul	17.8	1648	1065	583	0.35
Ásia	45.0	726	433	293	0.40
Austrália	8.7	736	510	226	0.31
Europa	10.0	734	415	319	0.43
Mundo (continentes)	132.5	833	540	293	0.35
MOÇAMBIQUE	0.8	950	837	113	0.12

Apesar da precipitação anual média em Moçambique ter um valor superior à média mundial, o escoamento superficial resultante é reduzido - menos de 15% da precipitação - devido às grandes perdas por evapotranspiração, o que faz de Moçambique um dos países do mundo com mais baixo coeficiente de escoamento.

Relativamente aos recursos hídricos superficiais, o escoamento anual médio originado por precipitações em território moçambicano é de apenas 88 km^3 enquanto a contribuição dos rios internacionais na fronteira é de 126 km^3, dando um total de 214 km^3 de escoamento superficial. Embora a contribuição dos rios internacionais vá possívelmente diminuir no futuro, fruto dos aproveitamentos a montante, é natural que se mantenha como a fonte dominante dos recursos de água superficiais de Moçambique. Entrando em linha de conta com o escoamento afluente através dos rios internacionais, o valor de escoamento superficial, expresso em mm/ano passa de 113 para 275 mm. A fraca densidade populacional de Moçambique conduz, contudo, a valores razoáveis de capitação do volume do escoamento, conforme se vê no quadro 2.2 (adaptado de CUNHA *et al.* 1980).

Pode, portanto, concluir-se que Moçambique não é um país rico em água, sofrendo mesmo uma relativa escassez. Por outro lado, a grande importância que os rios internacionais assumem no seu potencial de recursos hídricos obriga a uma cuidadosa gestão para evitar no futuro uma situação de carência de água e excesso de poluição proveniente dos países situados a montante.

QUADRO 2.2

Capitações dos volumes de escoamento dos continentes, do mundo e de Moçambique

Região	População (milhões de hab.)	Escoamento superficial (km^3/ano)	Capitação do volume de escoamento (m^3/dia/hab.)
África	395	4 200	29
América do Norte	322	6 000	51
América do Sul	218	10 400	131
Ásia	2507	13 200	14
Austrália	17	2 000	322
Europa	524	3 100	16
MUNDO (Continentes)	3983	38 900	27
MOÇAMBIQUE	12	88/214*	20/49*

*O 2.º valor inclui a contribuição dos cursos de água que atravessam a fronteira

ATAÍDE *et al.* 1977 apresentam como características gerais dos rios moçambicanos:

— baixos coeficientes de escoamento nas áreas drenantes;
— forte torrencialidade, diminutos caudais de estiagem, escoamentos concentrados em 3 a 4 meses por ano;
— potencial hidroenergético enfraquecido pela falta de relevo;
— principalmente no Sul do país, vales normalmente muito abertos, conduzindo a barragens longas, albufeiras com pequenas profundidades, grandes perdas por evaporação.

A forte torrencialidade torna necessária a criação de albufeiras de armazenamento para aumentar o escoamento utilizável, mas o tipo de vales, abertos, significa custos elevados para a construção de barragens.

No que respeita aos recursos de águas subterrâneas, a informação é insuficiente para uma avaliação precisa do seu potencial. Numa apreciação sumária, ATAÍDE *et al.* 1977 consideram três grandes unidades hidrogeológicas:

— a primeira abrange as formações sedimentares cretácicas e pós-cretácicas que cobrem grande parte do sul do Save, parte de Sofala e baixa Zambézia. Usando a informação fornecida por furos para abastecimento que têm sido abertos, considera-se a qualidade da água muito variável, assim como os caudais. Parece ser, no entanto, a única zona com potencial hidrogeológico suficiente para fornecer água para outras utilizações (irrigação, abastecimento a cidades) que não sómente o abastecimento a pequenos aglomerados ou pontos de abastecimento de gado;
— a segunda, compreende as formações sedimentares do Karroo e post-Karroo (Província de Tete). Os furos até agora executados têm produzido, geralmente, água de má qualidade e caudais baixos;
— a terceira respeita aos aquíferos ocorrendo em formações cristalinas e formações vulcânicas, cobrindo grande parte do centro e do norte do país. A qualidade da água é boa, mas os caudais são modestos.

2.6.3 — *Alguns problemas da utilização dos recursos hídricos em Moçambique*

2.6.3.1 — Utilização actual dos recursos hídricos

Não existe informação suficientemente sistematizada sobre as diversas utilizações da água em Moçambique, assim como dos correspondentes consumos, o que dificulta a sua caracterização.

A irrigação irá ter, no futuro, grande importância em Moçambique pois as condições climáticas desfavoráveis limitam bastante as possibilidades da agricultura de sequeiro, que não consegue ultrapassar o nível da subsistência. Actualmente, a irrigação está ainda pouco expandida, concentrando-se em poucas empresas agrícolas de grandes dimensões, salientando-se entre elas as empresas açucareiras e o Complexo Agro-Industrial do Limpopo. A área actualmente irrigada não deve ultrapassar os 70 000 hectares embora ATAÍDE *et al.* 1977 refiram o valor, sem dúvida sobrestimado, de 91 500 hectares. O levantamento das áreas aptas para irrigação no País não está completo pelo que não se dispõe duma estimativa precisa da área irrigável. No entanto, o valor de dois milhões de hectares irrigáveis é considerado geralmente como uma estimativa conservadora.

No que se refere ao abastecimento de água e saneamento, ATAÍDE *et al.* 1977 indicam que menos de 15% da população de Moçambique tinha abastecimento de água potável em condições "razoáveis", *i. e.*, ligação domiciliária ou por fontanário; destes 15%, 80% viviam em aglomerados urbanos. A situação ainda é pior no que se refere ao saneamento básico, o qual é práticamente ignorado nos meios rurais.

O abastecimento de água aos aglomerados rurais é feito sobretudo, a partir de águas subterrâneas. Apenas as cidades mais importantes têm os seus abastecimentos a partir de águas superficiais.

Quanto à utilização da água para produção de energia, MERTENS e LOUREIRO 1971 apresentam uma inventariação sumária do potencial hidroenergético de Moçambique com um total de 13 000 MW e 65 000 GWh dos quais 10 000MW e 45 000 GWh na bacia do Zambeze. A zona sul do país seria a de mais fraco potencial devido à quase total ausência de relevo; em contraste, trata-se da zona de maior consumo de energia, agora e no futuro.

Actualmente, apenas existem as centrais de Chicamba e Mavúzi, no rio Revué, com cerca de 70 MW no total, e a central sul de Cahora Bassa com 2000 MW instalados de que, no entanto, apenas uma pequena fracção é usada por Moçambique, sendo a quase totalidade da energia produzida exportada para a África do Sul.

O abastecimento de água à indústria tem pouca expressão, o que resulta do fraco desenvolvimento industrial do País, apenas se podendo considerar como significativo o consumo da zona industrial de Maputo. Pela mesma razão não se verificam problemas de poluição industrial, ainda com a excepção de Maputo. Esta situação significa que a localização de novas indústrias pode e deve tomar em conta as necessidades de água, as disponibilidades nos vários locais alternativas e os problemas de poluição associados.

A navegação fluvial é práticamente inexistente, mas estão em curso estudos de viabilidade para a utilização do Zambeze como via navegável, o que seria uma grande vantagem não só para Moçambique mas também para os países do interior - Zimbabwe, Zambia, Malawi - atendendo à saturação do caminho-de-ferro da Beira, que constitui já um bloqueamento à expansão de certas actividades como a extracção de carvão em Moatize, Tete (HP 1980).

Os problemas de cheias são importantes nos troços terminais dos principais rios, como o Zambeze, Pungoé, Limpopo e Incomáti. A defesa contra cheias é feita pontualmente e incide essencialmente na protecção de áreas irrigadas.

2.6.3.2 — Problemas de gestão de recursos hídricos

Até ao final de 1982, não se tinha feito na R. P. Moçambique a definição de uma política geral para o aproveitamento dos recursos hídricos e para a sua gestão eficiente, verificando-se apenas a adopção de soluções pontuais. Apesar de ter sido criada em 1978 a Direcção Nacional de Águas, entidade com funções integradoras da gestão dos recursos hídricos, ainda se verifica na prática que muitas outras entidades continuam a interferir descoordenadamente na gestão da água, sobretudo em problemas ligados à irrigação e produção de energia hidroeléctrica. Também não existe ainda uma Lei de Águas para impulsionar e regulamentar a sua utilização.

Embora não haja uma definição explícita dos objectivos a atingir, uma análise das acções referidas nas "Directivas Económicas e Sociais" (FRELIMO 1977) e outras desencadeadas nos anos posteriores evidenciam como objectivos prioritários:

1.º) o desenvolvimento económico nacional - sobretudo através da expansão dos sistemas de regadio mas também o aumento da produção de energia hidroeléctrica e a satisfação das necessidades crescentes da indústria;

2.º) a melhoria da qualidade de vida - através dum aumento quantitativo e qualitativo dos sistemas de abastecimento de água e saneamento e também com a introdução de sistemas de avisos de cheia nas zonas sujeitas a inundações periódicas;

3.º) o desenvolvimento económico regional - com a introdução de esquemas de pequenos regadios, micro-centrais hidroeléctricas e a satisfação das necessidades de água de pólos industriais regionais.

O problema da conservação ambiental e controle da poluição tem ocupado um lugar secundário por não existirem ainda situações graves que exijam resoluções, embora pontualmente comecem a surgir situações difíceis, como por exemplo a resultante da localização da indústria florestal e de pasta de papel na bacia do rio Pungoé e a crescente poluição industrial e doméstica no estuário do Espírito Santo, Maputo.

Para tornar possível a elaboração de planos de recursos hídricos a longo prazo, a Direcção Nacional de Águas tem vindo a desenvolver esforços no sentido de melhorar o conhecimento das necessidades e, principalmente, das disponibilidades de água: a rede de observações hidrometeorológicas tem-se expandido e começa a abranger domínios não considerados anteriormente à Independência (águas subterrâneas, qualidade da água, transporte sólido); estão a completar-se os estudos de inventariação dos recursos hídricos em todas as bacias hidrográficas e os esquemas gerais para as bacias principais.

Um problema importante para a gestão eficiente dos recursos hídricos é a utilização da bacia hidrográfica como unidade de planeamento e gestão dos recursos hídricos. Na R. P. Moçambique, nos anos que se seguiram à Independência, as intervenções significativas no domínio da água têm sido feitas a nível central, resultando de estudos feitos abrangendo a totalidade da bacia hidrográfica. Esse facto, associado a um fraco desenvolvimento de todo o país, é a razão de até agora não terem surgido problemas de difícil solução derivados da incompatibilidade entre as unidades de desenvolvimento regional - definidas como sendo os distritos, agrupados em dez províncias - e as bacias hidrográficas. Com efeito, se se comparar o mapa das bacias hidrográficas com o da divisão administrativa (figura 2.8), o desajustamento é flagrante.

2.6.4 — *Necessidade de albufeiras de regularização em Moçambique*

De acordo com a informação hidrológica existente, os principais recursos hídricos de que Moçambique dispõe são os de água superficial. Os rios moçambicanos apresentam basicamente a mesma forma de hidrograma com uma época de escoamentos elevados entre Novembro e Abril, não durando habitualmente mais de quatro meses, e uma prolongada época de estiagem onde muitos dos rios secam e até os rios mais importantes têm caudais muito reduzidos.

Para o aproveitamento do potencial de recursos hídricos importa saber qual a disponibilidade de água associada a determinada fiabilidade em função de vários níveis de capacidade de armazenamento para regularização do escoamento.

Para ilustração, consideraram-se as séries de escoamentos de seis dos principais rios de Moçambique e, utilizando o algoritmo dos picos consecutivos (LOUCKS *et al.* 1981), determinou-se para cada série qual a capacidade de armazenamento necessária para fornecer diversos valores de descarga mensal uniforme, considerando fiabilidade $F=0.75$ e $F=0.90$. Os resultados obtidos estão apresentados nos quadros 2.3 e 2.4, vindo expressos pelas grandezas adimensionais S^* e E^* que são, respectivamente, a capacidade de armazenamento e o escoamento anual garantido em percentagem do escoamento anual médio.

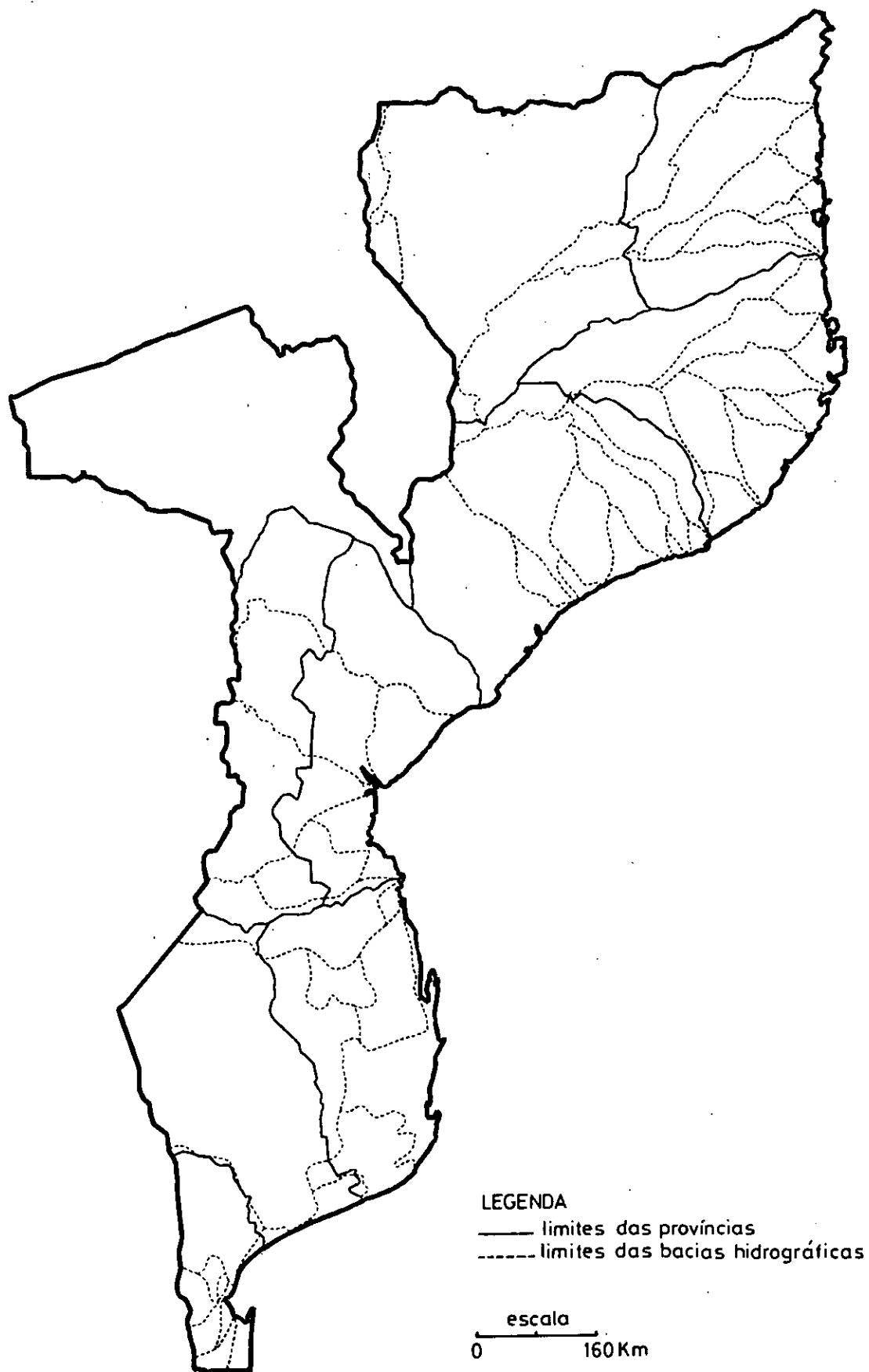



Fig. 2.8 — Divisão administrativa e limites de bacias hidrográficas de Moçambique

QUADRO 2.3

Valores de S e de E* para F = 0.75*

Rio	Escoamento anual médio (hm^3)	Valor de E* para S* = 0	Valores de S* para E* =		
			50%	70%	90%
Limpopo	5 600	3.5	27	58	108
Save	7 960	4	22	55	165
Pungoé	3 140	26	6	16	29
Zambeze	84 000	42	1	7	21
Licungo	180	30	3	9	20
Lúrio	7 380	5	15	25	44

Verifica-se que apenas fracções muito pequenas do escoamento anual médio podem ser aproveitadas quando a capacidade de armazenamento é nula. Esta situação é mais marcante para os rios da região sul, como o Limpopo e o Save, região onde se verificam exactamente já no momento actual carências de água na época seca. A exigência duma maior fiabilidade agrava esta situação como se vê no quadro 2.4.

QUADRO 2.4

Valores de S e de E* para F = 0.90*

Rio	Escoamento anual médio (hm^2)	Valor de E* para S* = 0	Valores de S* para E* =		
			50%	70%	90%
Limpopo	5 600	0	64	131	228
Save	7 960	0	62.5	215	390
Pungoé	3 140	1.5	14	32	79
Zambeze	84 000	30	5	19	56
Licungo	180	18	8.5	17	38
Lúrio	7 380	1.5	23	54	79

Fica assim posta em evidência a grande necessidade de albufeiras de regularização para aproveitar eficazmente os principais recursos hídricos superficiais do país e permitir, dessa forma, satisfazer as crescentes necessidades de consumo doméstico, consumo industrial, irrigação, produção de energia e de outras possíveis utilizações.

CAPÍTULO 3

APLICAÇÃO DE MODELOS MATEMÁTICOS NO PLANEAMENTO DE SISTEMAS DE ALBUFEIRAS

CAPÍTULO 3

APLICAÇÃO DE MODELOS MATEMÁTICOS NO PLANEAMENTO DE SISTEMAS DE ALBUFEIRAS

3.1 — Introdução

O planeamento dos recursos hídricos a nível da bacia hidrográfica, em que as albufeiras de regularização desempenham um papel muito importante como se viu no capítulo anterior, tem vindo, nas últimas duas décadas, a apoiar-se cada vez mais nas técnicas da Análise de Sistemas, basicamente como resultado de dois factores principais:

— a necessidade de substituir o estudo de componentes isolados pelo estudo integrado do *sistema* técnico-socio-económico, atendendo devidamente à complexidade das interligações entre os elementos componentes;
— o cada vez mais fácil acesso a computadores, permitindo a utilização em larga escala de modelos matemáticos representativos do sistema.

DE NEUFVILLE e STAFFORD 1971 consideram cinco passos fundamentais numa análise sistémica:

1) Definição dos objectivos
2) Formulação de medidas de eficácia
3) Geração de alternativas
4) Avaliação de alternativas
5) Selecção duma alternativa

esquema análogo ao considerado anteriormente (no capítulo 2) para a elaboração de planos de desenvolvimento dos recursos hídricos. Os passos 1), 2) e 5) pertencem fundamentalmente à área sócio-política (definição de objectivos, tomada de decisões) enquanto os passos 3) e 4) — geração de alternativas que se propõem satisfazer em grau maior ou menor os objectivos fixados, e avaliação do grau de satisfação dos objectivos atingidos por cada alternativa — constituem a essência da intervenção técnica.

Num sistema de média ou grande dimensão, como é um sistema de recursos hídricos, representando alternativas de desenvolvimento duma bacia hidrográfica, os números de variáveis, de relações entre elas e de restrições são muito elevados, e exigem que a análise se faça com o apoio de cálculo automático. Por esta razão, os modelos matemáticos, que traduzem para relações matemáticas, tratáveis por computador, as características principais do comportamento do sistema, constituem ferramentas fundamentais na análise de sistemas.

Pode-se considerar que a aplicação da análise de sistemas aos "sistemas de recursos hídricos" se inicia com o trabalho de MAASS *et al.* 1962, "Design of Water-Resource Systems". É neste trabalho que aparecem, em conjunto pela primeira vez, a análise dos objectivos a considerar, os condicionamentos sociais, políticos e económicos, a bacia hidrográfica tomada como unidade de planeamento dos recursos hídricos e a utilização de modelos matemáticos (programação linear, simulação, geração sintética de escoamentos) aplicados a uma (hipotética) bacia típica com várias albufeiras, centrais hidroeléctricas, áreas de irrigação e zonas a proteger contra as cheias.

A partir deste trabalho, verifica-se um grande incremento da aplicação da análise de sistemas aos problemas de recursos hídricos, com ênfase especial em modelos matemáticos e técnicas associadas. As principais linhas de desenvolvimento são:

— a utilização, tornada corrente, de modelos de simulação quer para planeamento quer para exploração de sistemas de albufeiras, merecendo destaque especial os modelos generalizados de simulação HEC-3, desenvolvido pelo Hidrologic Engineering Center (HEC 1974) e o MITSIM, desenvolvido no M.I.T. (STRZEPEK *et al.* 1979);

— a utilização, sobretudo associada aos modelos de simulação, de modelos de geração sintética de escoamentos com que se procurou superar as limitações decorrentes de utilizar unicamente a série histórica. São marcos importantes neste domínio os trabalhos de THOMAS e FIERING 1962, MATALAS 1967, MANDELBROT e WALLIS 1969, CARLSON *et al.* 1970, O'CONNELL 1971, VALENCIA e SCHAAKE 1973, SALAS *et al.* 1980 e STEDINGER e PEI 1982;

— a incorporação de técnicas de optimização como a programação linear e a programação dinâmica: HALL 1964 introduz a utilização da programação dinâmica para dimensionar uma albufeira; Revelle e colaboradores propõem-se considerar os problemas de fiabilidade através de modelos de programação linear utilizando a chamada "regra de decisão linear" e incluindo restrições probabilísticas, REVELLE *et al.* 1969, REVELLE e KIRBY 1970; LOUCKS 1968 e GABLINGER e LOUCKS 1970 apresentam diversos modelos estocásticos de programação linear e programação dinâmica; YOUNG e PISANO 1970 utilizam um modelo de programação não linear para planeamento regional de recursos hídricos.

Nas últimas duas décadas realizaram-se inúmeras aplicações da análise de sistemas em estudos concretos de recursos hídricos podendo citar-se, a título de exemplo:

— o estudo do Central Valley, Califórnia, realizado pela Universidade da Califórnia (HALL e DRACUP 1970);

— o estudo da bacia do rio Delaware, também nos Estados Unidos, apresentado por JACOBY e LOUCKS 1972;

— o estudo da bacia do rio Tisza, na Hungria, referido por BOGARDI *et al.* 1976;

— o estudo da bacia do rio Vistula, na Polónia, apresentado em LASKI e KINDLER 1976;

— o estudo da bacia do rio Colorado, na Argentina, realizado conjuntamente por equipas do Massachussets Institute of Technology e da Argentina, e apresentado em MAJOR e LENTON 1979.

A síntese dos progressos alcançados na utilização da análise de sistemas e da modelação matemática no estudo dos problemas de recursos hídricos tem sido apresentada em trabalhos como HALL e DRACUP 1970, BURAS 1972 e, com maior ênfase nas questões de modelação matemática, BISWAS 1976, MAJOR e LENTON 1979 e LOUCKS *et al.* 1981.

3.2 — Formulação do problema

3.2.1 — *Definição de objectivos*

Ao estabelecer um plano de desenvolvimento dos recursos hídricos duma bacia hidrográfica, há que definir à partida o objectivo ou objectivos que se pretendem alcançar.

No presente estudo, considera-se que o objectivo a atingir é o crescimento eonómico da região, figurando outros objectivos (qualidade de vida, conservação ambiental, etc.) como restrições impostas ao sistema. O critério que traduz o objectivo do crescimento económico será o de maximizar os benefícios líquidos actualizados.

Esta definição de objectivos corresponde à situação dos países em desenvolvimento, em que importa utilizar o potencial dos recursos hídricos para asegurar o crescimento económico, e atendendo a que os problemas de ordem ambiental não se apresentam ainda com muita gravidade.

3.2.2 — *Exemplo de estudo: bacia do rio Malema*

Para uma análise concreta das possibilidades da utilização de modelos matemáticos no planeamento de sistemas de albufeiras, designando por este nome o planeamento de sistemas de recursos hídricos em que as albufeiras de regularização tenham grande importância, os modelos são aplicados a uma bacia real — bacia do rio Malema, situada no Centro-Norte de Moçambique, com cerca de dois mil e seiscentos quilómetros quadrados de superfície.

A figura 3.1 representa, em esquema, a bacia do Malema. A bacia contém, potencialmente, os elementos que mais frequentemente se consideram nos estudos de bacias hidrográficas: albufeiras de regularização, centrais hidroeléctricas, áreas de irrigação, tomadas de água para abastecimento doméstico e industrial, e secções com caudais mínimos impostos. O número de albufeiras de regularização, a sua disposição em série e em paralelo e a sua interligação complexa impedem a redução do problema aos casos, estudados com grande frequência, de sistemas de uma albufeira servindo múltiplos fins.

A caracterização da bacia do Malema, feita com base em HP 1973, é apresentada com detalhe no Anexo B. Apresenta-se a seguir apenas um resumo dessa informação, que é utilizada na formulação dos modelos matemáticos:

a) Informação hidrológica

- escoamentos mensais: existem na bacia seis estações hidrométricas, situando-se duas no rio Malema e uma em cada um dos afluentes. A série mais extensa disponível é a da estação EL 142 no rio Malema, com vinte e cinco anos de dados. A partir desta série, estenderam-se as das restantes estações utilizando o modelo proposto por HENRIQUES e COELHO 1980, excepção feita à da estação EL 434, no rio Lalace, que por dispôr apenas de três anos de dados foi estendida utilizando regressão linear simples. Passou-se assim a dispôr de séries de vinte e cinco anos em todas as estações a partir das quais se obtêm escoamentos afluentes às albufeiras ou a outras secções de interesse utilizando o método da proporcionalidade das áreas.
- evaporação mensal e dotações mensais líquidas de rega: utilizaram-se os valores apresentados em HP 1973.

b) Informação física

- características das albufeiras: foram definidas as relações entre alturas, volumes

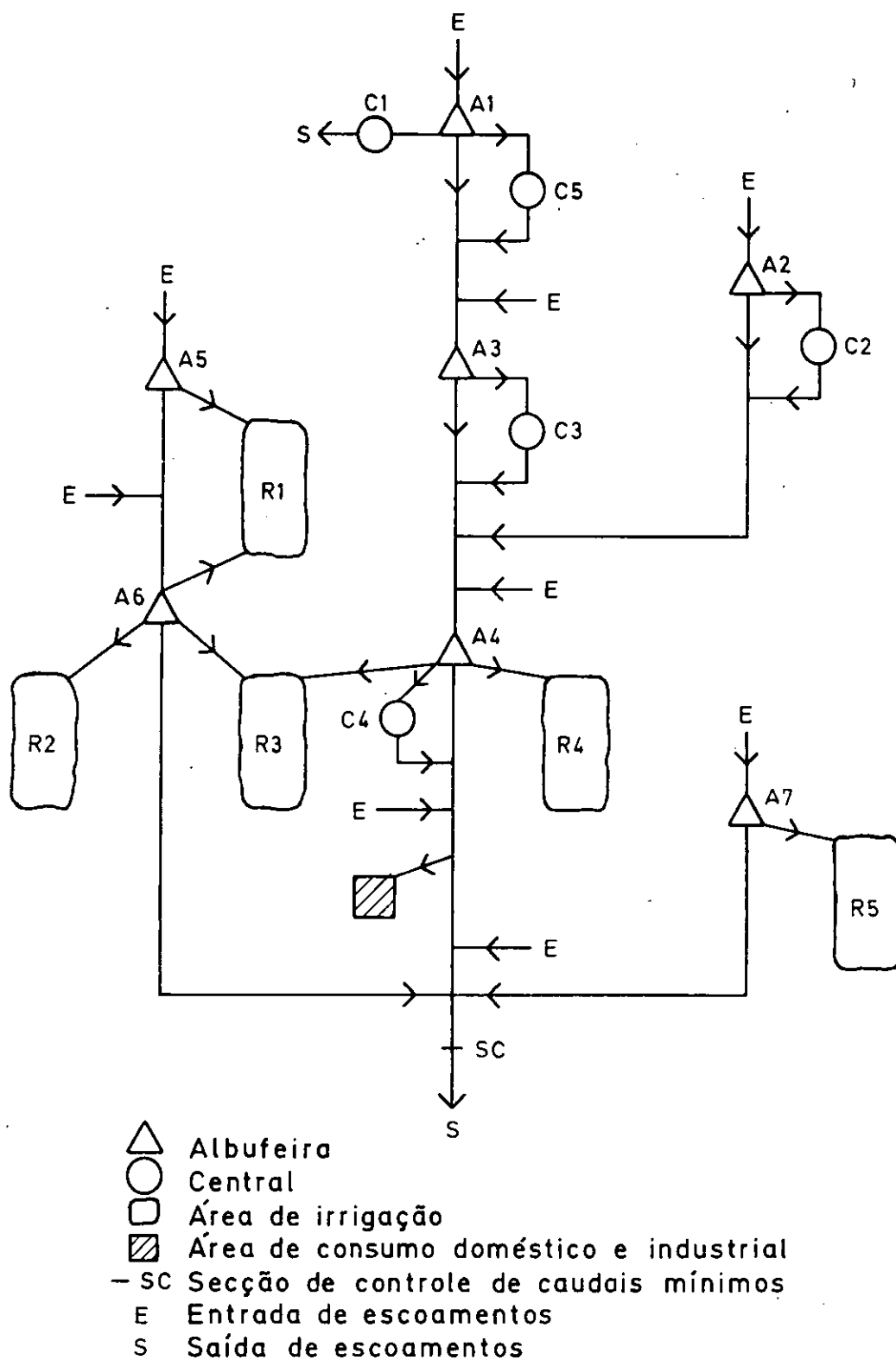



Fig. 3.1 — Esquema da bacia do rio Malema

armazenados e superfícies inundadas para cada uma das sete albufeiras consideradas assim como os respectivos volumes mortos.

— definiram-se as quedas para as cinco centrais a partir das tomadas de água para as turbinas.

— definiram-se valores de eficiência global para a produção de energia, rega por aspersão e rega por gravidade. A eficiência da produção de energia, η_e, é a razão entre a potência na turbina, POT, e a potência do escoamento, $\gamma Q H_u$. A

eficiência da rega, η_r, é a razão entre a quantidade de água utilizada para a rega e a quantidade de água efectivamente utilizada pelas plantas. A parte não utilizada pelas plantas perde-se por evaporação e por infiltração profunda ou retorna ao rio passado um certo intervalo de tempo. O caudal de retorno do bloco 1 poderia reforçar os caudais para rega dos blocos 2 e 3 e os caudais de retorno dos blocos 3, 4 e 5 poderiam reforçar o escoamento mínimo necessário a jusante. No entanto, por não ser imediata a definição do caudal de retorno em termos de quantidade e de intervalo de tempo, considerou-se que seria nulo.
— definiram-se os valores máximos das capacidades das albufeiras e das áreas irrigáveis.

c) Informação socio-económica

— metas: foram fixados os valores das metas mensais de escoamento mínimo e do abastecimento doméstico e industrial; em relação a este último, fixou-se também um valor inferior a que o abastecimento pode ser reduzido sem implicar penalizações.
— custos: foram definidas as curvas de custos de cada albufeira em função das capacidades e os custos unitários das centrais hidroeléctricas e das áreas irrigadas por aspersão e por gravidade.
— benefícios: definiram-se os benefícios unitários para a produção de energia, área irrigada e abastecimento doméstico e industrial.
— penalidades: fixaram-se os valores das perdas unitárias pelo não cumprimento das metas de energia, área irrigada, abastecimento doméstico e industrial e escoamento mínimo.
— prémios: considerou-se que, para a produção de energia, haveria ganho se se excedesse a meta, definindo-se o valor do respectivo ganho unitário.
— fixaram-se os valores da taxa de actualização e do período para amortização dos investimentos.

Os valores máximos das capacidades e das áreas irrigadas e os valores das quedas para as centrais, eficiências, metas de escoamento e abastecimento doméstico e industrial, custos médios da água armazenada (considerando as capacidades máximas), custos unitários das centrais e das áreas irrigadas, benefícios, penalidades, prémios, taxa de actualização e período de amortização são apresentados no quadro 3.1. Este quadro não inclui determinada informação como os dados hidrológicos, as relações alturas-volumes armazenados-superfícies inundadas das albufeiras e inclui custos médios em lugar das curvas de custos das albufeiras realmente utilizadas. Essa informação é apresentada no Anexo B. A figura 3.2 representa os benefícios de longo prazo e as perdas e ganhos de curto prazo para a produção de energia, irrigação e abastecimento doméstico e industrial.

d) Funcionamento do sistema de albufeiras da bacia do Malema

Pelas suas características de precipitação e orografia, a bacia do Malema caracteriza-se pelo potencial hidroeléctrico dos troços de montante dos rios Malema e Namparro (albufeiras 1, 2 e 3) enquanto que as áreas potenciais de regadio se dispõem no troço de jusante do rio Malema e ao longo dos afluentes Nataleia e Lalace.

A albufeira 1 (Malema 1), nas cabeceiras do Malema, permite conduzir a água para uma central localizada numa bacia vizinha, aproveitando uma queda importante. Tem, além disso, um papel de regularizador de escoamentos a serem aproveitados para irrigação a jusante e, por essa via, pode justificar-se a instalação

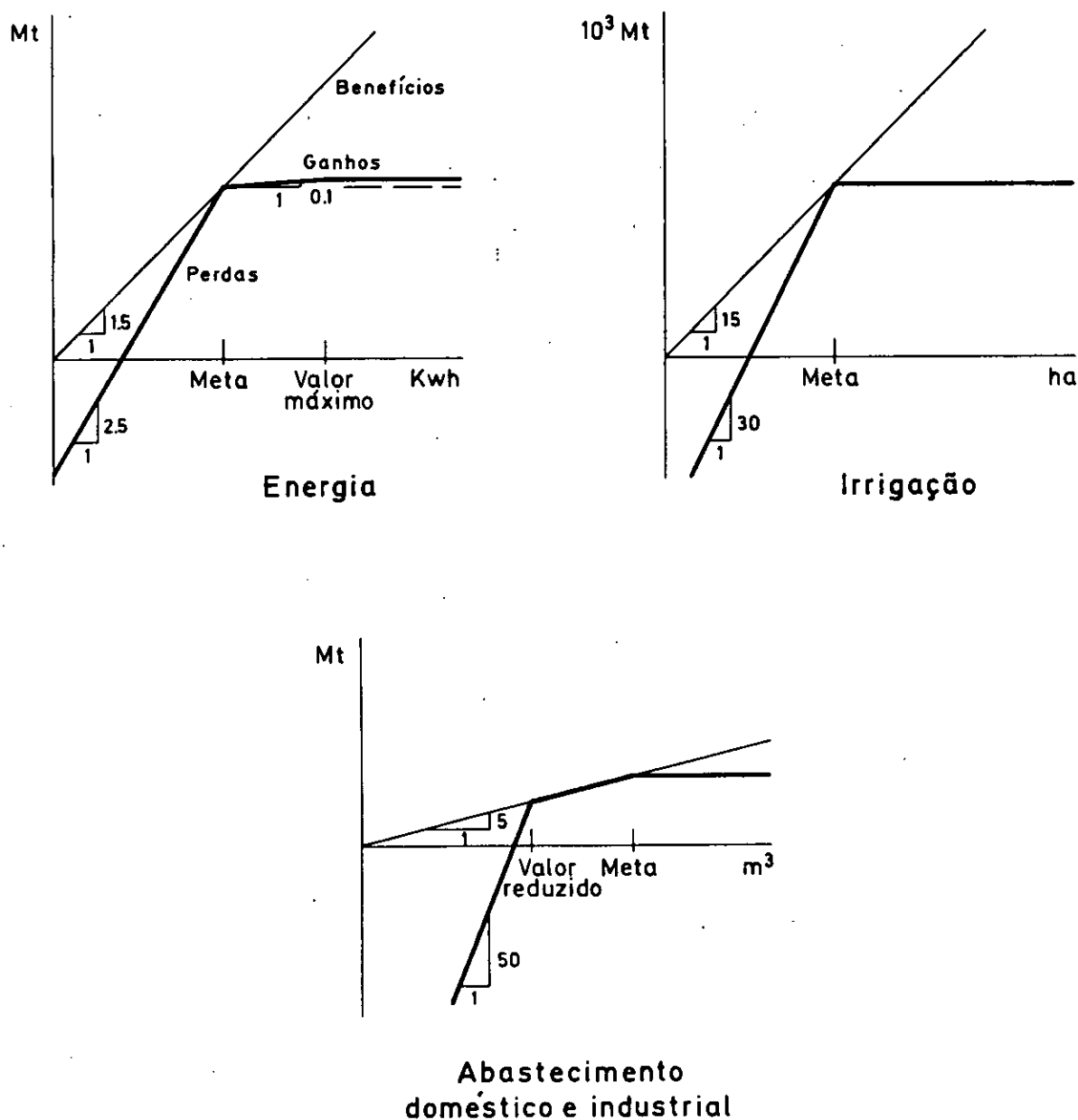



Fig. 3.2 — Benefícios, perdas e ganhos da produção de energia, irrigação e abastecimento doméstico e industrial

duma central no próprio rio Malema para turbinar esses caudais regularizados.

As albufeiras 2 (Namparro) e 3 (Malema 5) regularizam escoamentos e produzem energia.

A albufeira 4 (Malema 3) não é uma albufeira de regularização, sendo essencialmente uma estrutura necessária para a derivação de caudais para rega e podendo associar-se-lhe uma central hidroeléctrica. Esta albufeira, recebendo os escoamentos regularizados das albufeiras 1, 2 e 3 a montante, desempenha o papel de pivot na distribuição da água disponível pelos blocos de rega 3 (regado conjuntamente com a albufeira 6) e 4, pelo abastecimento doméstico e industrial à vila de Malema e para garantia do escoamento mínimo a jusante.

As albufeiras 5 (Nataleia 4), 6 (Nataleia 2) e 7 (Lalace) regularizam escoamentos para irrigação e contribuem para satisfazer a meta do escoamento mínimo.

QUADRO 3.1

Informação utilizada nos modelos matemáticos

a) Albufeiras

Albufeiras	1	2	3	4	5	6	7
Capacidade máxima (hm^3)	212	500	220	1	28	80	190
Volume morto (hm^3)	8	10	10	0	1.5	4	4
Custo médio da água armazenada, Mt/m^3	1.68	1.31	2.46	—	24.82	6.63	4.05

b) Centrais hidroeléctricas

Centrais hidroeléctricas	1	2	3	4	5
Quedas (m)	445	185	40	35	295

Custo unitário: $27.5*10^6$ Mt/MW

c) Áreas irrigadas

Áreas irrigadas	1	2	3	4	5
Valores máximos (ha)	3850	600	9500	11600	5100

Custo unitário das áreas irrigadas por aspersão: 220 000 Mt/ha
Custo unitário das áreas irrigadas por gavidade: 150 000 Mt/ha
Duas épocas de cultivo: Outubro-Março e Abril-Setembro

d) Eficiências globais
da produção de energia: 0.85
da rega por aspersão: 0.85
da rega por gravidade: 0.65

e) Metas mensais
de escoamento mínimo para manutenção da qualidade da água: $1.3*10^6 m^3$
de abastecimento doméstico e industrial: $0.9*10^6 m^3$
de abastecimento doméstico e industrial (valor reduzido): $0.75*10^6 m^3$

f) Benefícios unitários
da energia: 1.5 Mt/KWh
da rega: 15000 Mt/ha
do abastecimento doméstico e industral: 5 Mt/m^3

g) Perdas unitárias
da energia: 2.5 Mt/KWh
da rega: 30 000 Mt/ha
do abastecimento doméstico e industrial: 50 Mt/m^3
do escoamento mínimo: 50 Mt/m^3

h) Ganho unitário por excedentes de energia: 0.1 Mt/KWh

i) Taxa de actualização: 10%

j) Período de amortização dos investimentos: 30 anos

Em 1980, 1 MT = 0.025$US

3.2.3 — *Formulação genérica do problema de planeamento: vias de resolução*

O problema do planeamento de sistemas de albufeiras que se quer resolver pode ser formulado genericamente da seguinte forma:

Função Objectivo: Maximizar o Benefício Líquido Actualizado (BLA) em que:

BLA = {Benefícios (energia, irrigação, abastecimento) + ganhos (excedentes de energia) — perdas (défices de energia, irrigação, abastecimento, escoamento mínimo) — custos (albufeiras, centrais hidroeléctricas, áreas irrigadas)} actualizados

Restrições: Em cada período de tempo *t*, tem de se verificar que

— as condições de continuidade nas secções das albufeiras e em outras secções de interesse são respeitadas;
— o volume armazenado em cada albufeira não excede a capacidade dessa albufeira;
— a energia produzida em cada central não excede o valor permitido pela potência instalada nessa central;
— a área irrigada em cada bloco não excede a área disponível;
— os volumes de água para irrigação de cada bloco são o produto da área a regar pela dotação;
— as igualdades que exprimem a energia produzida em cada central em função do volume turbinado, da queda e da eficiência são respeitadas;
— as metas do abastecimento doméstico e industrial e do escoamento mínimo são satisfeitas.

Não dependentes do período de tempo *t*, há ainda outras restrições a verificar: as albufeiras e áreas de rega não podem ter dimensões que excedam os limites máximos fixados por razões físicas ou outras. Conforme os casos, outras restrições podem ser incluídas: limitações impostas por dificuldades de mão-de-obra, restrições orçamentais, etc.

Pretende-se determinar:

— as dimensões das várias componentes do sistema de recursos hídricos: capacidades das albufeiras, áreas a irrigar, potências a instalar (problema de dimensionamento)
— as datas de entrada em operação de cada componente (problema de escalonamento);
— as regras de operação das albufeiras.

A resolução do problema do planeamento em toda a sua generalidade, isto é, a resolução simultânea dos problemas de dimensionamento, escalonamento e definição das regras de operação é muito complexa e dificilmente atingível com as técnicas e meios de cálculo de que se dispõe actualmente. Apenas em casos bastante simples, como o de uma albufeira isolada, se poderá considerar a resolução global do problema.

Habitualmente, os problemas de dimensionamento e da definição das regras de operação têm sido tratados separadamente. O problema do dimensionamento é resolvido definindo *a prioiri* determinadas regras de operação; as regras de operação são estudadas quando as dimensões do sistema já foram fixadas. Pode considerar-se que a fixação das dimensões das componentes do sistema é um ajustamento "primário" relativamente às condições médias em que se prevê que o sistema irá funcionar; as regras de operação correspondem a um ajustamento "secundário" através do qual o sistema procura adaptar-se às variações que vão surgindo frequentemente.

Assim, a bibliografia sobre regras de operação de albufeiras é quase inteiramente dedicada à análise de sistemas já dimensionados, quer nos casos de albufeiras isoladas como os estudados em YOUNG 1967, HALL *et al.* 1968, COLE 1971, CROLEY 1974a, 1974b, CROLEY e RAO 1977, MECHIN e NORMAND 1977, KARAMOUZ e HOUCK 1982; quer nos casos de sistemas de albufeiras: veja-se, por exemplo, ROEFS e BODIN 1970, MEJIA *et al.* 1974, MEREDITH 1975, BECKER *et al.* 1976, KINDLER 1977 e PALMER *et al.* 1982. Em todos estes casos, apesar da diversidade de técnicas utilizadas, o problema é restringido à definição das melhores regras de operação para um sistema que se supõe já existente. Num estudo comparativo de

modelos de operação de albufeiras, ROSENTHAL 1980 conclui que os modelos que incluem as características de:

— poderem incluir várias albufeiras com qualquer topologia;
— estarem adaptados a optimização em múltiplos períodos de tempo; e
— considerarem a natureza estocástica dos escoamentos

já são muito exigentes do ponto de vista dimensional, mesmo não envolvendo o problema do dimensionamento.

Uma tentativa para resolver simultaneamente os problemas de dimensionamento e de definição das regras de operação foi ensaiada em LOUCKS 1969. Propunha-se um processo iterativo com utilização de dois modelos de programação linear: um para dimensionamento e outro para definição das regras de operação. Os resultados de cada modelo entravam como parâmetros no outro e o processo prosseguia até se conseguir uma convergência considerada suficiente. Este processo foi retomado em HOUCK e COHON 1976, 1978: os autores mostram que os dois modelos propostos por LOUCKS são subconjuntos dum único modelo de programação não-linear. A especificação dos valores de algumas variáveis conduz a um ou outro dos modelos de LOUCKS. No entanto, a utilidade da via proposta é quase nula, pois o melhor algoritmo estudado conduz, num caso simples de duas albufeiras e considerando diversas simplificações, a um modelo com cerca de 4500 restrições (HOUCK e COHON 1976).

Algumas tentativas foram feitas no sentido de resolver conjuntamente os problemas do dimensionamento e do escalonamento de projectos. BECKER e YEH 1974b procuram resolver o problema de dimensionamento e escalonamento de um sistema de albufeiras e centrais hidroeléctricas associadas destinadas a satisfazer com custo mínimo curvas de procura de água e energia. Utilizam uma conjugação de programação dinâmica e programação linear mas a resolução consome muito tempo de cálculo no computador e cresce exponencialmente com a discretização utilizada em PD e com o número de finalidades que se pretende servir. Modificações apresentadas em BECKER e YEH 1974a e em MOORE e YEH 1980 não alteram esta situação. Por outro lado, ERLENKOTTER 1975 mostra que o processo proposto pode não conduzir a soluções óptimas.

Uma alternativa bastante bem desenvolvida é apresentada por O'LAOGHAIRE e HIMMELBLAU 1974. O modelo proposto considera como função objectivo a maximização dos benefícios líquidos sujeita a restrições físicas, orçamentais e à satisfação das curvas de procura de água e energia. Os algoritmos utilizados na resolução ("branch and bound" e "out of kilter") não são dos mais difundidos e, por outro lado, a solução do problema é relativamente dispendiosa em termos de computador: para um sistema com cinco albufeiras, duas centrais e seis áreas de rega já existentes e em que se pretende dimensionar e escalonar três novas albufeiras e uma nova central, um computador CDC 6600 levou cerca de cinco minutos de cpu para resolução.

A metodologia mais utilizada na resolução do problema de planeamento de sistemas de recursos hídricos a nível de bacias hidrográficas consiste numa sucessão de três fases:

1.ª fase — Resolução do problema de dimensionamento: considerando uma situação estática que se repete anualmente, determinando-se as dimensões das componentes do sistema que maximizam o benefício líquido actualizado.

2.ª fase — Resolução do problema de escalonamento: com as dimensões das componentes já fixadas, determina-se em que altura é que cada componente deve entrar em operação, de acordo com o critério de maximizar os benefícios líquidos e sujeito a certas restrições.

3.ª fase — Com o sistema realmente existente e face às condições em que ele se insere, determinam-se as regras de operação que conduzam à maximização dos benefícios líquidos.

Esta metodologia de resolução sucessiva de problemas distintos apresenta vantagens e inconvenientes relativamente às alternativas anteriormente indicadas, principalmente em relação à resolução conjunta dos problemas de dimensionamento e escalonamento, conforme proposto em O'LAOGHAIRE e HIMMELBLAU 1974, já que parece evidente que o estudo das regras de operação deve ser feito separadamente.

Como principais vantagens, pode-se referir que:

— conduz a modelos mais simples, com menores tempos de cálculo e exigindo equipamento de computador menos sofisticado;
— corresponde ao conceito dum esquema geral para a bacia prevendo o máximo aproveitamento dos recursos hídricos potenciais, esquema esse que vai sendo gradualmente realizado (DAVID 1976);
— corresponde à situação dos países em desenvolvimento: numa dada bacia dispor-se-ia duma carteira de projectos para a concretização dos quais se tentaria arranjar financiamentos obedecendo a uma sequência de prioridades; no entanto, por os financiamentos serem maioritariamente externos, a capacidade de cumprir um calendário (de datas de entrada em exploração dos vários projectos) é limitada.

Como principal inconveniente, pode apontar-se o facto de que a solução obtida através da resolução separada dos problemas de dimensionamento e de escalonamento pode ser inferior à obtida pela resolução conjunta dos dois problemas. A diferença tenderá a ser menos importante se o período ao longo do qual os vários projectos vão sendo construídos for pequeno relativamente ao período em que o sistema funciona já com todos os projectos em operação.

Feito o balanço, considerou-se que a metodologia de resolução em fases sucessivas era a mais vantajosa, e foi essa a metodologia adoptada para o seguimento do trabalho. Esta metodologia foi utilizada em alguns dos estudos mais importantes que se fizeram da aplicação de análise de sistemas aos problemas do planeamento de recursos hídricos: é o caso dos estudos das bacias do rio Colorado (Argentina), do rio Delaware, do Central Valley, do rio Tisza, referidos em 3.1, ou do rio Narmada (Índia) apresentado em CHATURVEDI e SRIVASTAVA 1981.

3.3 — Modelos para resolução do problema do dimensionamento

3.3.1 — *Classificação de modelos de dimensionamento*

Os modelos mais utilizados no dimensionamento de albufeiras podem ser classificados de acordo com as seguintes dicotomias:

— apenas uma albufeira/sistema de albufeiras;
— prescritivos (optimização)/descritivos (simulação);
— determinísticos/estocásticos

Alguns modelos, sobretudo os desenvolvidos até à década de sessenta, destinavam-se a dimensionar albufeiras isoladas. A sua aplicação a sistemas de albufeiras é muito difícil. Estão neste grupo os modelos de dimensionamento a partir do período crítico — como, por exemplo, o método do diagrama de massa proposto por W. Rippl em fins do

século passado, o método dos picos consecutivos e os métodos com base no conceito de "alcance ajustado" proposto por Hurst — e os modelos estocásticos de armazenamento, baseados na teoria das filas de espera e das cadeias de Markov, como os propostos por Moran, Lloyd e Gould. O problema que estes modelos procuram resolver, alguns com maiores limitações do que outros, é dimensionar uma albufeira que recebe escoamentos aleatórios e tem de descarregar, com certa fiabilidade, uma caudal constante ou ciclicamente variável. Os modelos não permitem considerar fins múltiplos nem a inclusão de custos e benefícios. MC MAHON e MEIN 1978 fazem uma excelente revisão destes modelos.

Dos modelos aplicáveis a sistemas de albufeiras, talvez a mais importante divisão seja entre modelos *prescritivos* e modelos *descritivos*. Os modelos prescritivos, também designados como modelos de optimização, por se basearem nas técnicas de optimização matemática como a programação linear, programação não-linear e programação dinâmica, indicam quais as decisões a tomar para satisfazer o objectivo face às restrições do problema. No caso do sistema de albufeiras, definem as capacidades das albufeiras e as dimensões das outras componentes do sistema. Os modelos descritivos, pelo contrário, partem dum sistema completamente definido, incluindo as dimensões das várias componentes, e reproduzem aquilo que seria o comportamento do sistema nessas condições, permitindo avaliar esse comportamento e modificar o sistema de maneira a satisfazer o objectivo. Portanto, os modelos descritivos não dão uma resposta directa ao problema do dimensionamento. No caso dos sistemas de albufeiras, o modelo descritivo utilizado é o modelo de simulação.

Os modelos dizem-se *estocásticos* se consideram de alguma maneira a variabilidade natural dos escoamentos; caso contrário, se os modelos consideram apenas valores médios ou outros valores característicos dos escoamentos ou incluem curtas sequências de escoamentos mínimos, os modelos dizem-se *determinísticos*. Os modelos estocásticos podem ainda ser classificados em *implicitamente estocásticos* — optimização a partir de várias séries sintéticas e regressão sobre os valores obtidos — e *explicitamente estocásticos* quando o modelo inclui as probabilidades de ocorrência dos escoamentos (ROEFS e BODIN 1970). Os modelos de optimização implicitamente estocásticos só têm sido utilizados até agora no estudo de regras de operação (YOUNG 1967, CROLEY 1974a, KINDLER 1977, AMBROSINO *et al.* 1979).

O quadro 3.2 sintetiza esta possível classificação de modelos.

QUADRO 3.2

Classificação de modelos de dimensionamento de albufeiras

Modelos aplicáveis apenas ao estudo de albufeiras isoladas	baseados no período crítico	Diagrama de Rippl Método dos picos consecutivos Método de Hurst Método gama de Gould	
	probabilísticos	Moran Gould	
Modelos aplicáveis a sistemas de albufeiras	optimização (prescritivos)	determinísticos estocásticos	implícitos explícitos
	simulação (descritivos)	determinísticos estocásticos, implícitos	

3.3.2 — *Utilização de modelos de optimização*

Os modelos de optimização mais considerados no dimensionamento de sistemas de albufeiras são os de:

— programação linear (PL), programação linear mista (PLM), programação não-linear (PNL) e programação dinâmica (PD), de entre os determinísticos;
— programação linear estocástica (PLE), programação dinâmica estocástica (PDE) e restrições probabilísticas com regra de decisão linear (RP-RDL), de entre os estocásticos.

Na análise da aplicabilidade destes modelos há que considerar:

— se permitem fazer uma descrição pormenorizada do sistema sem tornar o modelo muito pesado do ponto de vista computacional;
— se a estocasticidade dos escoamentos é tomada em conta;
— que nível de equipamento de computador exigem;
— se exigem a elaboração de programas de computador específicos ou se se apoiam em programas habitualmente existentes([1]).

3.3.2.1 — Modelo de programação linear (PL)

O modelo PL tem a vantagem de poder utilizar com facilidade "software" existente, dispensando qualquer esforço de programação. Também não é exigente em termos de equipamento, podendo correr sem problemas em mini ou micro-computadores embora o equipamento possa limitar a dimensão do problema a resolver.

A estocasticidade dos escoamentos pode ser incluída através duma sequência de escoamentos, históricos ou sintéticos, que inclua períodos de escoamento mínimo e máximo. No entanto, a inclusão duma sequência longa e uma descrição pormenorizada do sistema podem conduzir a um modelo demasiadamente pesado.

a) Modelo PL considerando uma sequência de anos:
O quadro 3.3 apresenta o modelo PL aplicada à bacia do Malema. Na função objectivo, em vez de se maximizar o benefício total actualizado, optou-se pela formulação alternativa de transformar os custos dos investimentos iniciais em anuidades e maximizar o benefício líquido anual médio (BLAM). Isto tem a vantagem de evitar dar mais importância aos primeiros anos cujas características na série utilizada no modelo são bem conhecidas enquanto no sistema real, quando entrar em operação, não o serão. A função objectivo é definida pela soma dos benefícios resultantes do cumprimento das metas e dos excedentes de energia menos os custos das componentes e as penalidades devido a défices.

Apresenta-se em seguida uma descrição sumária das restrições:

— Restrições 1): equações de continuidade das albufeiras — o volume armazenado no fim do período t na albufeira i é igual à soma do volume armazenado no início do período com o escoamento afluente parte da bacia hidrográfica própria, com as descargas e com os volumes turbinados pelas albufeiras a montante, subtraída da sua descarga e dos volumes que utiliza para a produção de energia e para a rega.
— Restrições 2) e 3): equações de continuidade nas secções da tomada de água para o abastecimento doméstico e industrial e de controle do escoamento mínimo.

([1]) Como, por exemplo, os programas incluídos na biblioteca de Matemática e Estatística IMSL ou em outras similares.

— Restrições 4): o volume armazenado numa albufeira não pode exceder a sua capacidade.
— Restrições 5): estabelecem as relações entre as áreas efectivamente irrigadas e os volumes destinados à rega.
— Restrições 6): calculam os défices de irrigação em função das metas e das áreas efectivamente irrigadas.
— Restrições 7) e 8): as áreas regadas não podem exceder as áreas de irrigação construídas.
— Restrições 9): numa mesma época de cultivo, não se deve irrigar mais área, num dado período, do que a irrigada no período anterior.
— Restrições 10): relacionam a energia produzida com o escoamento turbinado.
— Restrições 11): calculam os excedentes e os défices de energia.
— Restrições 12): estabelecem limites superiores para a energia produzida em cada central em função da potência instalada.
— Restrições 13) e 14): calculam os défices no abastecimento doméstico e industrial e no escoamento mínimo.
— Restrições 15) a 18): estabelecem limites superiores para as capacidades das albufeiras, áreas irrigadas e abastecimento e limites inferiores para o abastecimento e para o escoamento mínimo.
— Restrições 19): garantem que as centrais hidroeléctricas só existem se existirem as albufeiras a que estão associadas.

Este modelo, apesar das simplificações que introduz no tratamento dos custos das albufeiras e da produção de energia (restrições 10)) como se discute mais adiante, é um modelo bastante pesado. Sendo Tm o número de estações em cada ano e Ty o número de anos, os números totais de variáveis e de restrições são dados por:

$$\begin{aligned} &\text{n. variáveis} = 23 + 8\,Ty + 44\,Tm\,Ty \\ &\text{n. restrições} = 19 + 8\,Ty + 45\,Tm\,Ty \end{aligned} \qquad (3.1)$$

Considerando um ano com quatro estações e uma sequência de dez anos, o número de variáveis seria 1863 e o número de restrições, 1899. A solução deste modelo só seria viável num computador de grande capacidade e, mesmo assim, certamente com um custo elevado em tempo de cálculo.

O problema da viabilidade da utilização corrente deste modelo coloca-se para todos os modelos de optimização propostos que procuram incluir tanto uma visão pormenorizada do sistema como a estocasticidade dos escoamentos.

b) Modelo PL considerando um ano tipo:

Este modelo está representado no quadro 3.4 e significa uma grande simplificação em relação ao modelo anterior. Trabalhando apenas com um ano, o modelo já não pode representar a estocasticidade dos escoamentos nem fazer uma descrição pormenorizada do comportamento do sistema o que se traduz pela não inclusão de excessos e défices e limita as capacidades das albufeiras aos valores necessários para a regularização intra-anual. Por consequência, ao contrário do que sucede com o modelo anterior, o modelo PL considerando um ano tipo não permite obter a solução óptima do problema do dimensionamento mas apenas uma solução próxima que depois tem de ser refinada por um modelo mais detalhado. O modelo com estas características pode ser utilizado num processo de triagem, em conjugação com um modelo de simulação.

Considerando $Tm = 4$ estações, o modelo tem 151 variáveis e 139 restrições o que é resolúvel mesmo em mini-computadores.

No tocante aos escoamentos que compõem o ano tipo, é habitual considerar-se um ano fictício composto pelos escoamentos médios em cada período de tempo (mês ou

QUADRO 3.3

Modelo de programação linear com uma sequência de anos aplicado à bacia do rio Malema

---

Função objectivo:

$$\max \text{BLAM} = (b_{en} \cdot \text{EN} + b_{adi} \cdot \text{ADI}) \cdot T_m + 2\left[b_{ir} \cdot \sum_{i=1}^{4} (\text{IRA}_i + \text{IRG}_i)\right] -$$

$$-f(ta,Na) \cdot \left[\sum_{i=1}^{7} C_i^{alb} \cdot \text{ALB}_i + C^{pot} \sum_{i=1}^{5} \text{POT}_i + C^{ira} \sum_{i=1}^{4} \text{IRA}_i + C^{irg} \sum_{i=1}^{4} \text{IRG}_i\right] +$$

$$+ b_{een} \cdot \sum_{t=1}^{T} \text{EEN}_t \cdot \frac{1}{T_y} - \left[\sum_{t=1}^{T} (d_{en} \cdot \text{DEN}_t + d_{adi} \cdot \text{DADI}_t + \right.$$

$$\left. + d_{qd} \cdot \text{DQD}_t) + d_{ir} \sum_{t=1}^{T} \sum_{i=1}^{4} \text{DIR}_{it}\right] \cdot \frac{1}{T_y}$$

Restrições: $\forall i, t$

1) $S_{i,t+1} = S_{it} + I_{it} + \sum_j R_{jt}^m + \sum_j Re_{jt}^m - R_{it} - Re_{it} - Rr_{it}$

2) $I_{it} + R_{jt}^m + Re_{jt}^m - Radi_t - R_{it} = 0$

3) $I_{it} + \sum_j R_{jt}^m - Rqd_t - R_{it} = 0$

4) $S_{it} \leq \text{ALB}_i$

5) $dot_t^a \cdot IR_{it}^a + dot_t^g \cdot IR_{it}^g = Rr_{it}$

6) $\text{DIR}_{it} = \text{IRA}_i + \text{IRG}_i - \text{IR}_{it}^a - \text{IR}_{it}^g$

7) $\text{IR}_{it}^a \leq \text{IRA}_i$

8) $\text{IR}_{it}^g \leq \text{IRG}_i$

9) $\text{DIR}_{it} \leq \text{DIR}_{i,t+1}$ Se t e $t+1$ forem da mesma época de cultivo

10) $En_{it} = \text{fe}_{it} \cdot Re_{it}$

11) $\text{EN} + \text{EEN}_t - \text{DEN}_t = \sum_{i=1}^{5} En_{it}$

12) $En_{it} \leq C_{pe} \cdot \text{POT}_i$

13) $\text{DADI}_t = \text{ADI} - \text{Radi}_t$

14) $\text{DQD}_t = \text{QD} - Rqd_t$

15) $\text{ALB}_i \leq \text{ALBMAX}_i$

16) $\text{IRA}_i + \text{IRG}_i \leq \text{IRMAX}_i$

17) $\text{POT}_i \leq \text{G} \cdot \text{ALB}_i$

18) $\text{ADIMIN} \leq \text{ADI} \leq \text{ADIMAX}$

19) $\text{QD} \geq \text{QDMIN}$

Para uma definição das variáveis, veja-se a lista de símbolos utilizados, nas páginas iniciais

estação), MAJOR e LENTON 1979 (p. 150), LOUCKS *et al.* 1981 (p. 252). Este procedimento conduz normalmente a um conjunto de escoamentos com variância inferior à que se verifica nos anos da série histórica. Uma via para tentar solucionar esta dificuldade é utilizar o modelo não só para o ano fictício mas ainda para diversos anos retirados da série histórica e com valores (anuais) próximos dos médios, comparando-se em seguida os resultados obtidos.

QUADRO 3.4

Modelo de programação linear com um ano tipo aplicado à bacia do rio Malema

---

Função objectivo:

$$\max \text{BLAM} = b_{en} \sum_{i=1}^{5} \sum_{t} En_{it} + b_{adi} \cdot \text{ADI} \cdot T_m + 2 b_{ir} \cdot \sum_{i=1}^{4} (\text{IRA}_i + \text{IRG}_i) -$$

$$- f(t\dot{a}, Na) \cdot \left[\sum_{i=1}^{7} C_i^{alb} \cdot \text{ALB}_c + C^{pot} \sum_{i=1}^{5} \text{POT}_i + C^{ira} \sum_{i=1}^{4} \text{IRA}_i + C^{irg} \sum_{i=1}^{4} \text{IRG}_i \right]$$

Restrições: $\forall i,t$

1) $S_{i,t+1} = S_{it} + I_{it} + \sum_j R_{jt}^m + \sum_j Re_{jt}^m - R_{it} - Re_{it} - Rr_{it}$

2) $I_{it} + R_{jt}^m + Re_{jt}^m - \text{ADI} - R_{it} = 0$

3) $I_{it} + \sum_j R_{jt}^m - \text{QD} - R_{it} = 0$

4) $S_{it} \leq \text{ALB}_i$

5) $dot_t^a \ \text{IRA}_i + dot_t^g \ \text{IRG}_i = Rr_{it}$

6) $En_{it} = fe_{it} \cdot Re_{it}$

7) $En_{it} = C_{pe} \cdot \text{POT}_i$

8) $\text{ALB}_i \leq \text{ALBMAX}_i$

9) $\text{IRA}_i + \text{IRG}_i \leq \text{IRMAX}_i$

10) $\text{POT}_i \leq \text{G} \cdot \text{ALB}_i$

11) $\text{ADIMIN} \leq \text{ADI} \leq \text{ADIMAX}$

12) $\text{QD} \geq \text{QDMIN}$

Número de variáveis: $23 + 32\,\text{Tm}$
Número de restrições: $19 + 30\,\text{Tm}$
Descrição sumária das restrições:

1), 2), 3) — continuidade nas albufeiras, na secção de tomada de água para abastecimento e nas secções de controle de escoamentos mínimos
4) — os volumes armazenados não podem exceder as capacidades das albufeiras
5) — relações entre as áreas irrigadas e os volumes destinados à rega
6) — relações entre a energia produzida e o caudal turbinado
7) — limite superior da energia produzida imposto pela potência instalada
8) a 11) — limites superiores ou inferiores das capacidades, áreas irrigáveis, abastecimento, escoamento mínimo
12) — existência de centrais dependente da existência das albufeiras a que estão associadas.

c) Foi atrás referido que os modelos PL apresentados tinham incluído simplificações em pelo menos dois aspectos:

— equação de produção de energia
— custos das albufeiras

A equação de produção de energia é:

$$En = \eta_e \gamma V_{tu} H_u f_{ce} \qquad (3.2)$$

em que η_e é a eficiência global e inclui um factor de conversão de unidades. Admitindo η_e como constante, figura nesta igualdade um termo não-linear englobando H_u, função do volume armazenado, e V_{tu}. Para resolver esta dificuldade, considera-se H_u como conhecido e define-se o seu valor. Efectuando o cálculo, H_u é determinado a partir dos volumes armazenados no início e no fim do período: se diferir significativamente do valor considerado inicialmente (p. ex.: mais de 5%), repete-se o cálculo com o novo valor de H_u. Este processo iterativo é simples e converge rapidamente no modelo considerando um ano tipo mas já se torna complicado e demorado com uma sequência de anos.

A figura 3.3 representa uma curva típica do custo total duma albufeira em função da sua capacidade. Trata-se de estruturas em que existem claramente economias de escala. O custo médio do metro cúbico de água armazenada vai diminuindo com o aumento de capacidade pois os custos de instalação do estaleiro, tratamento de fundações e de construção do corpo da barragem aumentam lentamente em comparação com a capacidade; o volume morto e o descarregador de cheias não aumentam com a capacidade.

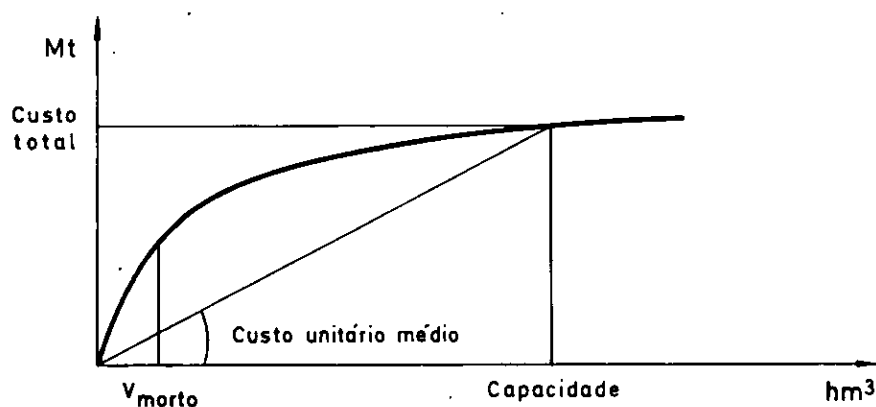



Fig. 3.3 — Custo total de uma albufeira em função da capacidade

Podem considerar-se três vias alternativas para tratar o problema dos custos não-lineares das albufeiras num modelo PL:

1.ª via) Adoptar para cada albufeira um custo unitário médio inicial. Efectuando o cálculo, os custos médios são determinados a partir das capacidades e das curvas de custos. Se diferirem significativamente (p. ex.º mais de 5%) dos valores inicialmente considerados, repete-se o cálculo entrando com os novos valores dos custos médios. Este processo iterativo depende bastante duma boa escolha dos valores iniciais; se os valores iniciais estiverem muito afastados da solução óptima, o processo pode convergir muito lentamente ou até não convergir.

2.ª via) Linearização — LOUCKS *et al.* 1981 apresentam processos de substituição duma curva por vários traços rectos com a introdução de variáveis adicionais. Essas

variáveis são reais se se pretender maximizar uma função côncava ou minimizar uma função convexa. Para se minimizar uma função côncava, como se pretende com os custos das albufeiras, torna-se necessário introduzir variáveis inteiras (binárias) e o modelo passa a ser de programação linear mista que se discute em 3.3.2.2.

3.ª via) A figura 3.4 apresenta uma boa aproximação linear à curva de custos da albufeira. No modelo PL trabalha-se com a capacidade útil (capacidade subtraída do volume morto) para diminuir o número de restrições a incluir. Se a albufeira não existe,

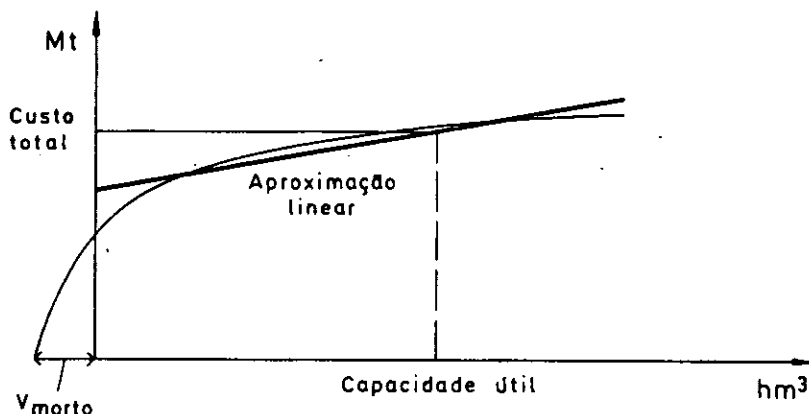



Fig. 3.4 — Aproximação linear à curva de custos duma albufeira

o seu custo é zero; se existe, o custo é dado por uma função linear. A definição de existência ou não da albufeira é um dado para o modelo. Teoricamente, se o sistema conta n albufeiras possíveis e atendendo à interdependência entre elas, havia que correr o modelo 2^n vezes para considerar todas as combinações possíveis mas, na prática, basta corrê-lo $n+1$ vezes para se chegar à solução óptima. Note-se que, na realidade, esta formulação pode ser resolvida por PL mista, correspondendo a definição da existência ou não duma albufeira ao valor assumido por uma variável binária. No entanto, consegue-se a sua resolução com algumas corridas do modelo PL.

3.3.2.2 — Modelo de programação linear mista (PLM)

Este modelo apenas difere do modelo PL por recorrer a variáveis inteiras binárias para proceder à linearização das curvas de custos das albufeiras.

A linearização pode fazer-se pelo processo indicado na figura 3.5, como é sugerido.

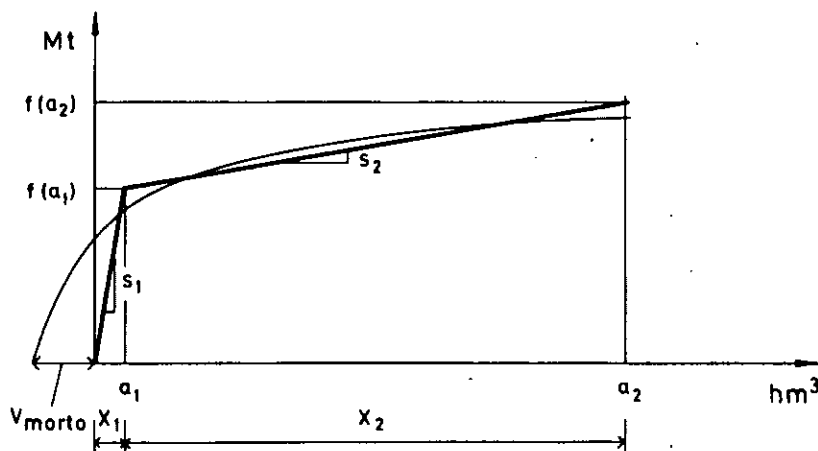



Fig. 3.5 — Linearização da curva de custos com introdução de variáveis binárias

em LOUCKS *et al.* 1981. O modelo PL original é modificado com a introdução das seguintes alterações:

— na função objectivo, substituem-se os termos C^{alb}ALB por

$$f(a_1)\,Z_1+S_1\,X_1+S_2\,X_2$$

— consideram-se restrições adicionais.

$$a_1\,Z_1+X_1+X_2=\text{ALB}$$

$$Z_0+Z_1\leq 1$$

$$X_1\leq a_1\,Z_0 \qquad (3.3)$$

$$X_2\leq(a_2-a_1)\,Z_1$$

$Z_0, Z_1=0$ ou 1, variáveis binárias

Portanto, no caso mais simples de se considerar a linearização através de dois troços rectos, o modelo incluiria por cada albufeira mais duas variáveis binárias e duas variáveis reais e mais quatro restrições.

O modelo PLM é um modelo menos eficiente e bastante mais caro do que o modelo PL, pode não correr em computadores com pequena capacidade de memória central e nem sempre existe nas bibliotecas de programas de matemática. Por ter exigências computacionais muito superiores às do modelo PL, o modelo PLM apenas pode ser utilizado considerando um ano tipo.

3.3.2.3 — Modelo de programação não-linear (PNL)

Este modelo apenas difere do modelo PL por considerar as curvas de custos sem tentativas de linearização.

Na resolução de problemas de optimização com restrições lineares e função objectivo não-linear, têm sido propostos diversos algoritmos procurando aproveitar certas características, como por exemplo programação quadrática para problemas em que os termos da função objectivo são do primeiro ou do segundo grau. Recentemente, foi desenvolvido um algoritmo geral extremamente potente para resolver o problema de optimização não-linear com restrições lineares, o programa MINOS desenvolvido na Universidade de Stanford, EUA (MURTAGH e SAUNDERS 1977). O programa utiliza o método dos gradientes conjugados e emprega uma enorme variedade de técnicas que lhe dão grande flexibilidade para lidar com cada problema da forma mais adequada. A parte não-linear da função objectivo não é dada analiticamente mas através duma subrotina que determina o valor da função não-linear e o seu gradiente.

O programa MINOS tem-se revelado muito eficiente em diversas aplicações (BARCIA 1982). Só é viável corrê-lo, porém, em grandes computadores, para os quais está, de facto, dimensionado.

3.3.2.4 — Modelo de programação dinâmica (PD)

Ao contrário do que sucede com os modelos anteriormente apresentados, o modelo PD tem tido muito poucas aplicações no problema de dimensionamento de albufeiras, sendo muito mais utilizado no problema de definição de regras de operação, como refere YAKOWITZ 1982 numa recente revisão das aplicações de PD em problemas de recursos hídricos. Outras aplicações têm surgido nos problemas de expansão de

capacidade, dimensionamento de aquedutos, dimensionamento de redes de abastecimento, uso conjunto de águas superficiais e subterrâneas. Em relação ao dimensionamento de albufeiras, pouco se avançou além da proposta de HALL 1964 aplicada ao dimensionamento duma albufeira de fins múltiplos. A principal razão para esta situação é o chamado "problema da dimensionalidade": mesmo para sistemas não muito complexos, o modelo **PD** conduz a formulações inviáveis de resolver com os meios de cálculo automático correntes.

Considere-se o seguinte exemplo bastante simplificado (fig. 3.6).

Escoamento regularizado	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Custo C da albufeira	0	20	30	40	50	60	70	90	120	150	200

Valor de $Re/Ri/Ra$	0	10	20	30	40	50
Benefícios de rega	0	15	35	45	55	60
Benefícios da energia	0	15	30	45	55	60
Benefícios do abastecimento	0	20				

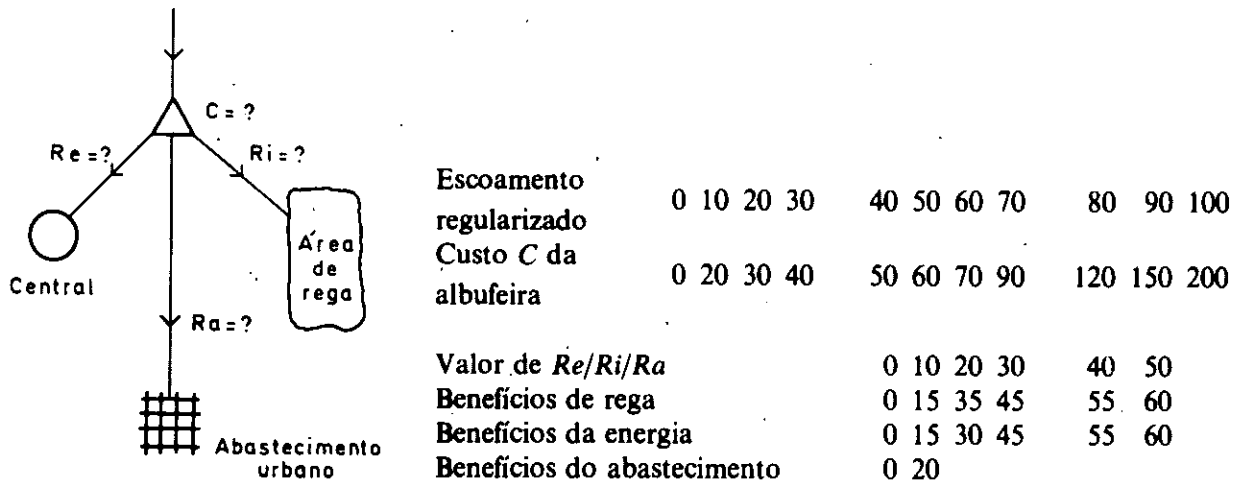



Fig. 3.6 — Exemplo de dimensionamento utilizando programação dinâmica

Uma albufeira garante, em função da sua capacidade, um certo escoamento regularizado que é distribuído por três utilizadores: energia, irrigação e abastecimento urbano. O custo da albufeira é função do escoamento regularizado e os benefícios líquidos de cada utilização são função da quantidade de água que lhes é atribuída. A definição da função de custos da albufeira pode fazer-se utilizando sucessivamente, por exemplo, o método dos picos consecutivos para determinar as capacidades necessárias para vários escoamentos regularizados e calculando os custos correspondentes a essas capacidades.

O modelo PD resolve o problema de dimensionamento através dum processo de decisão sequencial em que em cada *nível* (albufeira, central, área de rega, abastecimento urbano) é tomada uma decisão sobre o valor da respectiva variável de decisão. A transição dum nível para o nível seguinte é feita através da *variável de estado Y* — escoamento regularizado disponível para o nível seguinte — e da equação recursiva

$$f_i^*(Y_i) = \max_j \left[g(X_j) + f_{i-1}^*(Y_i + X_j) \right] \qquad (3.4)$$

em que

Y_i — escoamento regularizado disponível após o nível i
X_j — valor possível da variável de decisão do nível j
$g(X_j)$ — benefício associado à decisão X_j
$f_i^*(Y_i)$ — benefício acumulado até ao nível i correspondente ao escoamento regularizado disponível Y_i

Apresenta-se no quadro 3.5 a resolução do exemplo da figura 3.6. Na resolução, como é habitual, admitiu-se que as variáveis apenas podiam assumir determinados valores discretos.

Considere-se agora (figura 3.7) uma modificação no exemplo anterior através da introdução de mais uma albufeira.

Neste caso, passa a haver duas variáveis de estado, Y^1 e Y^2. Se, realisticamente, se considerar cada uma delas discretizada em dez pontos, a função de benefícios líquidos $f^*(Y^1, Y^2)$ tem de ser calculada em cem pontos em cada nível. Se um sistema tiver três variáveis de estado, a avaliação de f^* tem de ser feita em mil pontos em cada nível: rapidamente é excedida a capacidade de cálculo do sistema.

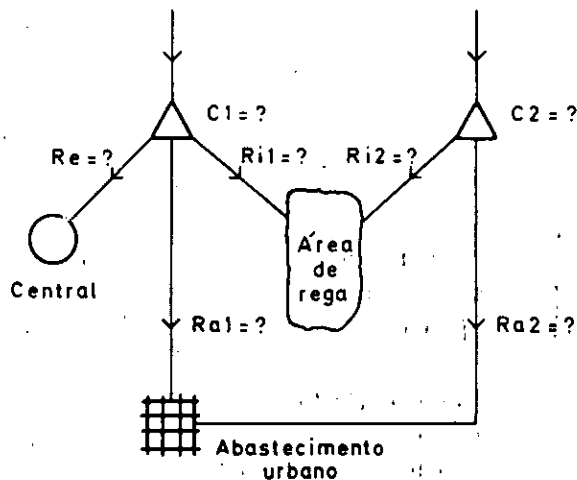



Fig. 3.7 — Dimensionamento dum sistema de albufeiras utilizando programação dinâmica

O "problema da dimensionalidade" e o facto do modelo PD exigir que se escreva um programa de computador específico, ao invés do que acontece com os modelos PL, PLM e PNL, leva a que a sua utilização não seja considerada correntemente, nem mesmo para uma fase de triagem. O mesmo acontece com a generalização do modelo de programação dinâmica para o caso estocástico (modelo PDE).

Os modelos anteriormente apresentados (PL, PLM, PNL) são determinísticos, não considerando devidamente a variabilidade natural dos escoamentos. O modelo PD e o modelo PL com uma longa sequência de anos podem ser considerados como implicitamente estocásticos mas, como se viu, a sua utilidade prática é muito limitada.

Apresentam-se em seguida modelos que exploram duas vias alternativas para considerar a estocasticidade dos escoamentos.

3.3.2.5 — Modelo de programação linear estocástica (PLE)

O modelo PLE considera a estocasticidade dos escoamentos através da introdução, em cada período de tempo, das probabilidades de ocorrência de escoamentos e volumes armazenados em intervalos discretos.

Para analisar as possibilidades de utilização deste modelo, considere-se um exemplo bastante simples: dimensionar a capacidade ALB duma albufeira para satisfazer uma meta T, procurando maximizar o benefício líquido.

Sejam

I_{it} — escoamento afluente no período t; i designa o valor discreto

S_{kt} — volume armazenado no início do período t; k designa o valor discreto

R_{kit} — descarga da albufeira no período t, função de k e i

D_{kit}, E_{kit} — défice e excesso em relação à meta, funções de R_{kit}

P^t_{ij} — probabilidade de ocorrência do escoamento I_j no período $t+1$ dado que ocorreu I_i no período t: matriz de probabilidades de transição

QUADRO 3.5

Resolução dum problema de dimensionamento utilizando o modelo de programação dinâmica

Nível 1: **Albufeira**

Y_1	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$f_1^*(Y_1)$	0	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−90	−120	−150	−200

Nível 2: Central

Y_1	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	Y_2	$f_2^*(Y_2)$	R_e^*
$f_1^*(Y_1)$	0	−20	−30	−40	−50	−60	−70	−90	−120	−150	−200			
	0	10	20	30	40	50						0	5	30/40
		0	10	20	30	40	50					10	−5	30/40
			0	10	20	30	40	50				20	−15	30/40
				0	10	20	30	40	50			30	−25	30
					0	10	20	30	40	50		40	−40	20
						0	10	20	30	40	50	50	−55	10
							0	10	20	30	40	60	−70	0

Nível 3: Área de rega

Y_2	0	10	20	30	40	50	60	Y_3	$f_3^*(Y_3)$	R_i^*
$f_2^*(Y_2)$	5	−5	−15	−25	−40	−55	−70			
R_i	0	10	20	30	40	50		0	20	20/30
		0	10	20	30	40	50	10	10	20

Nível 4: Abastecimento urbano

Y_3	0	10	Y_4	$f^*(Y_4)$	R_a^*
$f^*(Y_3)$	20	10			
R_a	0	10	0	30	10

Solução: Escoamento total regularizado = 60
Custo da albufeira = 70
$R_a = 10$
$R_i = 20$
$R_e = 30$
Benefício líquido total = 30

Seja dada a regra de operação da albufeira $l\,(k, i, t)$ que define a descarga da albufeira em função do volume armazenado e do escoamento afluente (note-se que o modelo PL não necessita de conhecer a regra de operação). A partir de P_{ij}^t e de $l\,(k, i, t)$ é possível obter as probabilidades das descargas da albufeira, $P\,R_{kit}$, usando a teoria das cadeias de Markov (LOUCKS *et al.* 1981).

O modelo PLE é definido do seguinte modo:

Função objectivo:

$$\max BL = b_T T - c^{alb} ALB + \sum_k \sum_i \sum_t PR_{kit}\,[b_e\, E_{kit} - d\, D_{kit}]$$

A última parcela representa o valor esperado dos ganhos por excesso em relação à meta e perdas devido a défices.

Restrições:

a) Continuidade na albufeira

$$S_{1,t+1} = S_{kt} + I_{it} - R_{kit} \quad \forall k, i, t;\ R_{kit} = l\,(k, i, t) \tag{3.5}$$

b) Limites superiores dos volumes armazenados

$$S_{kt} \leq ALB \qquad \forall k, t \tag{3.6}$$

c) Cálculo de excessos e défices

$$T - D_{kit} + E_{kit} = R_{kit} \qquad \forall k, i, t \tag{3.7}$$

Se se considerar a capacidade da albufeira e à distribuição de escoamentos discretizadas em cinco intervalos e se dividir o ano em quatro estações, o número de variáveis e de restrições será:

variáveis: $T, ALB, D_{kit}, E_{kit}, S_{kt} \rightarrow$ 222

restrições: 220

Se não houver ganhos devido a excesso em relação à meta, E_{kit} pode ser eliminado de entre as variáveis de decisão, passando as restrições *c*) a ser

$$T - D_{kit} \leq R_{kit} \quad \forall k, i, t \tag{3.8}$$

O número de variáveis diminuiria para 122.

Este exemplo ilustra o pouco interesse prático do modelo PLE para problemas de dimensionamento de sistemas de albufeiras.

Com efeito:

— no mínimo, o número de restrições e de variáveis cresceria linearmente com o número de albufeiras, conduzindo a um modelo bastante pesado do ponto de vista computacional;

— mesmo assim, o modelo não faz uma representação suficientemente precisa do sistema: por exemplo, a inclusão de diversos fins servidos pela mesma albufeira em vez duma única meta a cumprir obriga a introduzir um número significativo de restrições adicionais (HOUCK e COHON 1976). Por esta razão, o modelo não pode funcionar para dar a solução óptima do problema do dimensionamento mas apenas como modelo de triagem — e para modelo de triagem parece ser demasiado complexo e custoso;

— um outro sério problema do modelo diz respeito à estimação da matriz de probabilidades de transição. Se se considerar a distribuição de escoamentos dividida em cinco intervalos (menos do que 5 é uma discretização demasiado grosseira), têm de se estimar 25 valores para cada período de tempo, a partir da série histórica. Como cada ano produz um valor para a amostra, seria necessário dispôr de 75 a 100 anos para se fazer uma estimação razoável de P^t_{ij}. Eventualmente podia pensar-se em produzir a partir da série histórica uma longa série sintética que permitisse estimar os valores da matriz de probabilidades de transição mas a validade deste procedimento é duvidosa já que, de facto, a série histórica não contém informação suficiente.

3.3.2.6 — Modelo de restrições probabilísticas com regra de decisão linear (RP-RDL)

O modelo RP-RDL tenta incorporar a estocasticidade dos escoamentos através da consideração da distribuição de probabilidades desses escoamentos. O modelo utiliza programação linear e tem como características principais a introdução de restrições probabilísticas e dos seus equivalentes determinísticos e a utilização da regra de decisão linear.

A primeira formulação dum problema de dimensionamento de albufeiras foi apresentada por REVELLE *et al.* 1969. O problema consistia na determinação da capacidade mínima duma albufeira para garantir todos os meses que o caudal descarregado pela albufeira não era inferior a um certo valor mínimo nem superior a um máximo, sendo esta segunda condição (de controlo de cheias) assegurada através da reserva de parte da capacidade da albufeira para encaixe da cheia (folga). Pretendia-se nos dois casos uma fiabilidade de 95%.

A regra de decisão linear utilizada é:

$$R_t = S_{t-1} - B_t \tag{3.9}$$

em que R é a descarga da albufeira, S o volume armazenado e B um parâmetro de decisão. Conjugando a regra de decisão linear com a condição de continuidade

$$S_t = S_{t-1} + I_t - R_t \tag{3.10}$$

obtêm-se S_t e R_t apenas em função dos escoamentos afluentes I_t e dos parâmetros de decisão B_t

$$\begin{aligned} S_t &= I_t + B_t \\ R_t &= I_{t-1} + B_{t-1} - B_t \end{aligned} \tag{3.11}$$

A condição de controle de cheias pode ser expressa como

$$\text{Prob}\left[\text{Folga}_t \geq F_t\right] \geq 0.95 \tag{3.12}$$

em que F é a folga necessária para amortecer a cheia de projecto para um valor aceitável. Como se tem

$$\text{Folga}_t = CAP - S_t = CAP - I_t - B_t \tag{3.13}$$

em que CAP é a capacidade da albufeira, obtém-se

$$\text{Prob}\ \left[(CAP - I_t - B_t) \geq F_t\right] \geq 0.95 \tag{3.14}$$

e

$$\text{Prob}\left[I_t \leq CAP - B_t - F_t\right] \geq 0.95$$

Designando por D_1 a distribuição cumulativa de probabilidades dos escoamentos

$$D_1(V) \equiv \text{Prob}\left[I_t \leq V\right] = \alpha \tag{3.15}$$

Então pode escrever-se

$$CAP - B_t - F_t \geq D_1^{-1}\ (0.95) \tag{3.16}$$

A expressão (3.16) é o equivalente determinístico da restrição probabilística (3.12) e pode ser integrada num modelo PL.

A condição de escoamento mínimo pode ser analisada de forma similar. Designando por Y o valor do escoamento mínimo pretendido

$$\text{Prob}\left[R_t \geq Y_t\right] \geq 0.95 \tag{3.17}$$

utilizando (3.11) obtém-se

$$\text{Prob}\left[I_{t-1} \geq Y_t + B_t - B_{t-1}\right] \geq 0.95 \tag{3.18}$$

$$Y_t + B_t - B_{t-1} \geq D_1^{-1}\,(0.05) \tag{3.19}$$

(3.19) é o equivalente determinístico de (3.17).

Além destas duas condições, tem de se impôr que o armazenamento não exceda a capacidade da albufeira nem seja inferior a um valor mínimo, eventualmente nulo.

$$\text{Prob}[S_t \leq CAP] \geq 0.95 \qquad (3.20)$$
$$\text{Prob}[S_t \geq S_{min}] \geq 0.95$$

Obtem-se os seguintes equivalentes determinísticos

$$CAP - B_t \geq D_1^{-1}(0.95) \qquad (3.21)$$
$$B_t \geq S_{min} - D_1^{-1}(0.05)$$

As restrições probabilísticas (3.20) e os seus equivalentes determinísticos (3.21) exprimem que o volume armazenado se mantém entre S_{min} e a capacidade da albufeira com uma probabilidade de 95%. Como de facto esses limites não podem ser fisicamente violados, isso significa que as descargas estarão fora dos limites máximo e mínimo com uma probabilidade de 5%.

Em resumo, o modelo RP-RDL é:

Função objectivo: minimizar CAP

Restrições: $\forall_t$

$$\begin{aligned} CAP - B_t &\geq D_1^{-1}(0.95) + F_t \\ B_t - B_{t-1} &\leq D_1^{-1}(0.05) - Y_t \\ CAP - B_t &\geq D_1^{-1}(0.95) \\ B_t &\geq S_{min} - D_1^{-1}(0.05) \end{aligned} \qquad (3.22)$$

Note-se que B_t pode ser negativo.

Este modelo bastante simples sofreu numerosas modificações embora sem grande proveito: inclusão de evaporação, REVELLE e KIRBY 1970; generalização para um sistema de albufeiras, NAYAK e ARORA 1971; introdução de metas sazonais, EASTMAN e REVELLE 1973. Uma variante em que o objectivo era a minimização da variância das descargas é proposta em REVELLE e GUNDELACH 1975. Uma melhoria significativa foi proposta por HOUCK e COHON 1976, HOUCK *et al.* 1980: além das finalidades de controle de cheias e escoamento mínimo, o modelo permite considerar a produção de energia e o recreio na albufeira; considera sistemas de albufeiras; e introduz, pela primeira vez neste tipo de modelos, a maximização do benefício líquido como objectivo. O modelo apresentado por Houck e Cohon é apenas ligeiramente mais pesado computacionalmente do que o modelo PL com ano médio.

No entanto, apesar de considerar a estocasticidade dos escoamentos duma forma económica, o modelo RP-RDL tem sido muito criticado desde o seu aparecimento, veja-se LOUCKS 1970, EISEL 1970, LOUCKS e DORFMAN 1975, SNIEDOVICH 1980, STEDINGER *et al.* 1983. As críticas têm-se centrado em dois pontos:

1.º) A RDL é uma regra de operação inferior em comparação, por exemplo, com a "regra do espaço proporcional" (MAASS *et al.* 1962) e mesmo com outras regras lineares como as derivadas por YOUNG 1967. Em relação a estas últimas, a grande desvantagem deriva da RDL não entrar em linha de conta com o escoamento no período em curso.

2.º) O modelo conduz a resultados muito conservatiivos, propondo capacidades muito superiores às necessárias. Isto deve-se ao facto de que o modelo apenas

considera em cada período de tempo os escoamentos correspondentes a probabilidades extremas (0.95, 0.05) e a probabilidade conjunta duma sucessão destes escoamentos críticos é muito baixa.

Para além destes, há uma outra limitação importante: o modelo obriga a considerar todas as descargas duma albufeira (para energia, irrigação, etc.) com a mesma probabilidade quando, por exemplo, se aceita para a irrigação uma fiabilidade inferior à da energia ou do abastecimento urbano.

Desta análise ressalta que o modelo RP-RDL não assenta numa base conceptual correcta e conduz a resultados muito afastados dos óptimos pretendidos. A sua utilidade é, por isso, reduzida.

3.3.2.7 — Algoritmo dos picos consecutivos

Foi referido que os modelos PL e PNL utilizando apenas um ano tipo poderiam subestimar grandemente as capacidades necessárias das albufeiras de regularização por não considerarem as flutuações anuais dos escoamentos.

Um processo simples de se ficar com uma ideia das capacidades que podem ser necessárias para a regularização interanual é utilizar o algoritmo dos picos consecutivos (LOUCKS *et al.* 1981). O algoritmo consiste em calcular S_t pelas expressões (3.23) consecutivamente para duas sequências da série disponível, a segunda vez para a hipótese do período crítico ocorrer no fim da série de escoamentos. A capacidade útil necessária é o maior valor de S_t registado.

$$S_t = \begin{cases} R_t - I_t + S_{t-1} & \text{se positivo} \\ 0 & \text{se negativo ou nulo} \end{cases} \qquad (3.23)$$

$S_0 = 0, R_t$ é a descarga pretendida em cada período

O algoritmo dos picos consecutivos não considera valores económicos e não permite, portanto, balançar os benefícios da regularização e os custos da albufeira. No entanto, utilizando alternadamente as séries de escoamentos mensais e anuais para diferentes valores de R, obtêm-se valores de capacidades a partir dos quais se poderá estimar as correcções nas capacidades indicadas pelos modelos PL e PNL com ano tipo.

3.3.3 — *Utilização de modelos de simulação*

Os modelos de simulação são os modelos mais utilizados na resolução do problema de dimensionamento de sistemas de albufeiras. Como principais razões para este facto podem apontar-se:

— *simplicidade matemática:* os procedimentos matemáticos que um modelo de simulação envolve são elementares;
— *versatilidade:* os modelos de simulação permitem estudar os mais variados problemas de quantidade e qualidade de água;
— poderem fazer uma *descrição pormenorizada* do sistema em estudo
— terem *poucas exigências de equipamento de computador.*

Os modelos de simulação não são prescritivos, não definem qual a solução óptima para o problema do dimensionamento; são modelos descritivos — definidas as

dimensões das componentes do sistema e as regras de operação, permitem avaliar rapidamente qual seria o comportamento do sistema nessas condições. Essa avaliação do comportamento é traduzida por um conjunto de parâmetros como o benefício líquido, a fiabilidade das componentes do sistema, o histograma das descargas de cheias, etc., de acordo com as facetas do problema que se considerem mais importantes na análise.

Dois problemas maiores se colocam à utilização dos modelos de simulação:

1.º Programação do modelo — as características de versatibilidade e descrição pormenorizada do sistema que são qualidades dos modelos de simulação têm como contrapartida a necessidade de se escrever o programa de computador e de se fazer o correspondente trabalho de correcção e de teste do modelo.

2.º Processo de determinação da solução óptima — supondo, como se tem vindo a fazer, que a solução óptima corresponde a maximizar o benefício líquido anual médio do sistema, cada simulação origina um valor desse parâmetro. Fazendo nova simulação modificando uma ou mais dimensões das componentes, obtem-se um outro valor do parâmetro, maior ou menor do que o anterior. Torna-se necessário, portanto, associar ao modelo de simulação um processo de procura da solução óptima, ou seja, um método para alterar as variáveis de decisão de forma a obterem-se valores de benefícios líquidos mais altos do que nas simulações anteriores.

Estes dois problemas são tratados nos pontos que se seguem.

3.3.3.1 — Modelos generalizados de simulação

Para tentar evitar o problema de escrever um programa de computador para cada sistema que se pretendesse analisar, surgiram na última década programas de computador que aqui se irá designar de "modelos generalizados de simulação". Nestes programas, toda a caracterização do sistema é feita através da introdução de dados, tornando assim bastante simples a exploração do modelo.

Referem-se a seguir as características principais dos dois modelos generalizados mais conhecidos, através dos quais se poderá analisar as vantagens e limitações deste tipo de modelos. Esses modelos são:

— o HEC 3, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center, do US Army Corps of Engineers;
— o MITSIM, desenvolvido no Massachussets Institute of Technology.

a) Modelo HEC 3 (HEC 1974) — este modelo permite estudar um sistema de albufeiras servindo fins múltiplos como o abastecimento (urbano, industrial, para irrigação), escoamentos mínimos, produção de energia e níveis desejados nas albufeiras (para recreio e desportos). O modelo tem cinco componentes básicas:

— hidrologia: escoamento afluentes (históricos ou sintéticos), evaporações;
— albufeiras: entram como dados as curvas alturas-volumes armazenados e áreas inundadas-volumes armazenados; nas albufeiras estabelece-se o balanço hídrico em cada período de tempo;
— pontos de controle: estabelecem metas para os escoamentos nesses pontos e níveis de restrições aceitáveis. Cada ponto de controle está ligado a uma ou mais albufeiras donde recebe o escoamento necessário;
— centrais hidroeléctricas e derivações;
— custos e benefícios.

A simulação é feita percorrendo-se sequencialmente de montante para jusante todos os pontos de controle, procurando-se satisfazer as metas de cada um deles através das albufeiras a que estão ligados.

As regras de operação estão definidas pelo programa mas por um processo que permite uma certa flexibilidade por parte do utilizador:

— consideram-se as albufeiras divididas num número *n* de zonas (entre 3 e 8); *n* é o mesmo para todas as albufeiras mas as zonas podem ter volumes diferentes quer entre albufeiras quer na mesma albufeira. O utilizador ao fixar o número e o valor de cada zona pode influenciar a operação do sistema: p. ex.º definir zonas inferiores das albufeiras (as últimas a serem esgotadas) com volumes diferentes, destinando um maior volume à albufeira que serve uma finalidade prioritária;
— para satisfazer o escoamento necessário num certo ponto de controle, o programa retira esse escoamento das várias albufeiras associadas a esse ponto de controle, procurando que no final todas essas albufeiras tenham os níveis situados na mesma zona.

Em relação à produção de energia, o programa transfere défices que se verifiquem em algumas centrais para as albufeiras que possam compensar esse défice.

A nível global do sistema, o programa utiliza a regra de operação padrão:

— fornece toda a água disponível se esta não fôr suficiente para satisfazer as metas;
— fornece a água para satisfazer as metas e armazena o excedente se este não exceder as capacidades das albufeiras;
— se o excedente ultrapassa as capacidades das albufeiras, fornece a água para as metas e descarrega o excesso em relação às capacidades.

O modelo funciona considerando unicamente o período de tempo presente (mês ou estação), não sendo a operação do sistema influenciada por qualquer previsão do futuro ou pelo ocorrido em períodos anteriores.

b) Modelo MITSIM — A primeira versão do programa MITSIM, denominada HYSIM, foi desenvolvida no M.I.T. durante o estudo da bacia do rio Colorado, Argentina, integrado no conjunto de modelos de planeamento de recursos hídricos desenvolvido na altura (MAJOR e LENTON 1979). O modelo HYSIM é apresentado em pormenor em MCBEAN *et al.* 1972. Posteriormente, o modelo HYSIM foi melhorado, embora mantendo a mesma estrutura, surgindo o modelo MITSIM, utilizado intensivamente no estudo da bacia dos rios Vardar/Axios, na Jugoslávia e na Grécia. STRZEPEK *et al.* 1979 descrevem o modelo MITSIM. O modelo continua a ser trabalhado no sentido de eliminar algumas das suas limitações, tendo surgido recentemente o MITSIM-2 (STRZEPEK 1981a).

O modelo MITSIM representa o sistema por uma malha de arcos e nós. Os arcos fazem o transporte dos fluxos entre os diversos nós. Os nós podem ser de diversos tipos e a cada tipo de nó corresponde uma regra própria de operação. O modelo permite considerar os seguintes tipos de nós:

— de entrada e saída de escoamentos: os escoamentos são introduzidos no sistema em pontos discretos correspondentes a secções do rio e afluentes, o mesmo se passando com as saídas do sistema;
— de confluência de escoamentos;
— de transferência de água para outra bacia;
— de abastecimento urbano (doméstico e industrial);
— de escoamento mínimo;

— de aquífero: embora duma forma simplificada, o modelo MITSIM permite integrar no planeamento de sistemas de albufeiras a utilização de águas subterrâneas;
— de irrigação;
— de albufeira.

Nos nós de albufeira estão definidas as respectivas regras de operação. O modelo utiliza a regra padrão incluindo:

— meta de descarga para jusante;
— meta de utilização de água directamente a partir da albufeira;
— central, sem prioridade, turbinando a água descarregada para jusante ou, em alternativa, central com meta de energia fixada.

Nos nós de irrigação estão definidas as metas de água a fornecer em cada período de tempo, directamente proporcionais às áreas a irrigar. O problema da irrigação é tratado com bastante profundidade no modelo MITSIM considerando-se as seguintes situações:

— permite considerar escoamentos de retorno, no mesmo nó ou noutro a jusante, no mesmo período de tempo ou noutro posterior;
— permite atribuir valores diferentes às perdas associadas a défices de água se estes ocorrerem no início da época de cultivo ou durante a mesma;
— reduz a meta de irrigação (em termos de quantidade de água) proporcionalmente à área não regada, a partir do período em que se verificou o défice e até ao fim da correspondente época de cultivo;
— prevê o aumento da dotação de rega para lavagem de sais na época de cultivo que se segue a um período de défice.

No caso da água disponível não ser suficiente para satisfazer as metas, o sistema impõe restrições proporcionais às metas.

O modelo MITSIM tem bastante flexibilidade na apresentação dos resultados, procurando dar a informação adequada à utilização pretendida. Assim, considera três níveis de saída:

— nível de teste: saídas extremamente detalhadas;
— nível de engenharia: histogramas de escoamentos, descargas e níveis das albufeiras, défices de áreas irrigadas, etc.;
— nível de planeamento: custos, benefícios, ganhos e perdas.

c) Vantagens e limitações dos modelos generalizados de simulação.

A principal vantagem dos modelos generalizados de simulação é a de dispensarem o esforço de programação. Para além disso, são normalmente programas muito utilizados e, portanto, suficientemente testados.

As principais desvatagens e limitações que apresentam em comparação com um modelo de simulação construído especificamente para analisar um dado sistema de albufeiras são as seguintes:

1.º A rigidez das regras de operação definidas nos modelos — pode acontecer que se pretenda que o sistema funcione com regras de operação distintas das que os modelos consideram. Por exemplo:

— começar a reduzir as metas quando os níveis de armazenamento se tornam muito baixos; tanto o HEC 3 como o MITSIM não o permitem, seguindo a regra de operação padrão.
— operar conjuntamente as albufeiras de forma a que, quando uma não consegue satisfazer as metas, se possa recorrer a outras albufeiras; o HEC 3 permite-o mas tal não é possível no MITSIM.

— ao contrário do MITSIM, o HEC 3 não permite reduzir a meta de irrigação ao longo de uma época de cultivo, no caso de haver áreas não irrigadas em períodos anteriores.

2.º Não é fácil introduzir uma definição de prioridades no caso de falhas, nos modelos analisados. O MITSIM não o permite e o HEC 3 apenas o permite de forma indirecta (pela divisão das albufeiras em zonas).

3.º Exactamente por serem programas para utilização generalizada, são modelos de grande dimensão podendo tornar-se difícil corrê-los em computadores de pequena capacidade.

4.º Igualmente devido à sua concepção para utilização generalizada, estes modelos incluem um número elevado de testes durante a execução do programa (que tipo de nó? a que albufeiras está associado? etc.), podendo originar tempos de cálculo mais elevado do que os de um programa específico. Esta questão tem importância porque normalmente um modelo de simulação é intensamente utilizado, podendo fazer-se com ele centenas de corridas.

Uma vantagem do modelo específico, de certa forma compensatória do esforço dispendido com a programação, é que esse esforço de programação ajuda a analisar e a compreender o próprio sistema em estudo: analisar a informação disponível, pesar a importância de certos factores, definir a complexidade da formulação em função da informação existente e das respostas que se pretendem.

Por outro lado, pensando no modelo de simulação como uma ferramenta útil que permite a interacção com os agentes de decisão, o modelo específico tem a vantagem de permitir mais facilmente a introdução de modificações na concepção do sistema.

Uma via que pode constituir uma boa solução alternativa é a adopção duma concepção diferente. Em lugar dum modelo generalizado de simulação que apresenta os inconvenientes que atrás se discutiram, pode constituir-se uma biblioteca de subrotinas de simulação considerando as situações mais diversas: albufeiras para diversos fins, com variados tipos de regras de operação, com diferentes níveis de detalhe; nós de irrigação, operando com vários níveis de complexidade; diferentes formas de apresentação de resultados; e muitas outras situações. A existência desta biblioteca permitiria minorar bastante os inconvenientes apontados aos modelos generalizados de simulação mantendo a sua principal vantagem já que o esforço de programação se reduziria à elaboração do programa principal que seria, basicamente, um encadeamento de subrotinas. Com efeito.

— seria possível dispôr das mais variadas regras de operação e, mesmo que, por exemplo, para uma albufeira não existisse uma subrotina com as regras pretendidas, bastaria programar essa subrotina, continuando a utilizar-se a biblioteca para as outras subrotinas necessárias;

— a dimensão seria reduzida pois o modelo seria construído à medida das necessidades;

— o tempo de cálculo duma corrida também não seria elevado pois, indo-se buscar apenas os módulos necessários e construindo o programa principal, o número de testes seria reduzido;

— seria sempre necessário que o analista se esforçasse por compreender devidamente o sistema em estudo para seleccionar as rotinas da biblioteca mais adequadas de acordo com a informação disponível, as respostas pretendidas e a complexidade de formulação.

3.3.3.2 — Processos de determinação da solução óptima

Cada corrida do modelo de simulação determina um valor do benefício líquido actualizado (critério de optimização adoptado), ou seja, um ponto da superfície de resposta. O BLA é uma função das variáveis de decisão (apenas se estuda o problema do dimensionamento) e cada conjunto de variáveis de decisão — uma simulação — resulta num valor de BLA.

Quando o número de variáveis de decisão é elevado, como frequentemente acontece nos problemas de planeamento de sistemas de albufeiras, torna-se necessário adoptar uma estratégia para se chegar à solução óptima. Os métodos que têm sido propostos são (MAASS *et al.* 1962):

— o método de amostragem sistemática;
— o método de amostragem aleatória;
— o método do gradiente ("steepest ascent");
— o método do factor único;
— o método de tentativa e erro.

a) Método de amostragem sistemática

Consiste em dividir o domínio admissível de cada variável de decisão num número *n* de intervalos iguais, estabelecendo assim uma malha multidimensional. Por simulação, obtém-se o valor de BLA para cada nó da malha, definindo-se assim a superfície de resposta e o valor máximo de BLA. Eventualmente, pode começar-se por trabalhar com uma malha larga, estreitando-se depois a região identificada como contendo o valor máximo de BLA. A desvantagem deste método é que o número de simulações cresce exponencialmente com o número de variáveis de decisão chegando-se rapidamente a valores incomportáveis para os computadores de que se dispõe actualmente. Por exemplo, se o problema tiver dez variáveis de decisão e se se considerar que cada uma pode tomar três valores distintos, então o número de simulações seria de $3^{10} = 59049$.

b) Método da amostragem aleatória

Designe-se por $X \equiv (X_1, X_2, \ldots X_k)$ o vector das k variáveis de decisão e admita-se que, de todos os vectores possíveis X, $100p\%$ originam benefícios líquidos inferiores a um valor B_p. Se um vector X for determinado aleatoriamente, a probabilidade de que ele conduza a um valor inferior a B_p será p. Se n vectores forem seleccionados aleatoriamente, a probabilidade de que todos os correspondentes valores de benefícios líquidos sejam inferiores a B_p será p^n, portanto, a probabilidade de que *pelo menos um* conduza a um valor superior a B_p será $1 - p^n$. Esta análise permite determinar a probabilidade que o maior dos benefícios de entre os correspondentes a n vectores X pertença a $100\,(1 - P)\%$ dos valores mais altos da superfície de resposta.

Por exemplo, simulando 30 vectores de decisão seleccionados aleatoriamente, a probabilidade de que o maior benefício obtido se encontre entre os 10% mais altos é

$$1 - 0.9^{30} = 0.957$$

e de que se encontre entre os 1% mais altos: $1 - 0.99^{30} = 0.261$. Para se conseguir um valor com uma probabilidade 0.95 de estar entre os 1% mais altos, teria de se simular 300 vectores! Note-se que o facto de o maior valor obtido estar entre os 10% ou os 5% mais altos nada diz sobre a proximidade em relação ao valor máximo atingível. Com efeito, como as variáveis de decisão tendem a influenciar

conjuntamente o valor de B, a zona onde se localiza o óptimo pode ser bastante limitada relativamente ao domínio viável. Portanto, o método de amostragem aleatória, para ser útil, obriga a um número elevado de simulações.

c) Método do gradiente:

O gradiente da função $B(X)$ do benefício líquido é calculado num ponto inicial X_0 (X_1^0, X_2^0,...). Como B não é dado por uma função analítica, o gradiente é obtido por uma aproximação numérica fazendo $\frac{\partial B}{\partial X_i} \simeq \frac{\Delta B_i}{\Delta X_i}$: dá-se um pequeno acréscimo à variável X_i e obtém-se, por simulação, o valor modificado de B e daí o acréscimo ΔB_i. A mudança para um novo ponto com valor mais elevado de B implica que a variação de cada X_i seja proporcional a $\frac{\partial B}{\partial X_i}$. Então

$$X_i^1 = X_i^0 + d \frac{(\Delta B_i/\Delta X_i)}{\left[\sum_{i=1}^{k} (\Delta B_i/\Delta X_i)^2\right]^{1/2}} \tag{3.24}$$

em que d é o "passo" adoptado na procura. Um valor de d alto torna a procura mais rápida mas envolve o risco de ultrapassar o máximo procurado sem o detectar, além de invalidar a hipótese de linearidade que está implicita em (3.24).

A equação (3.24) pressupõe que todas as variações ΔX_i são expressas nas mesmas unidades. Para o conseguir, pode transformar-se os X_i bem como d para variáveis adimensionais: basta exprimir os X_i em percentagens dos respectivos domínios de variação. Note-se que, antes de fazer qualquer simulação, é necessário efectuar a transformação inversa nos valores de X_i.

Podem apontar-se ao método do gradiente três desvantagens:

— obriga a um número muito elevado de simulações já que tem de se fazer K simulações para calcular o gradiente em cada ponto;
— não permite distinguir um máximo local do máximo global, pois em ambos os casos o gradiente é nulo;
— no caso representado na figura 3.8, o método do gradiente considera o ponto P como correspondendo a um máximo o que é evidentemente errado.

d) Método do factor único

A procura é feita fazendo variar do vector X_i uma componente de cada vez enquanto se mantêm constantes os valores das restantes variáveis de decisão. Após se ter determinado o valor de X_i que maximiza B, fixa-se essa variável no valor calculado e repete-se este processo com cada uma das restantes variáveis. Quando a última variável tiver sido ajustada, é natural que alguns dos valores das variáveis anteriormente ajustadas já não sejam óptimos. Repete-se então todo o ciclo, terminando-se o processo quando não houver melhorias significativas em B.

O método funciona melhor quando as variáveis de decisão são independentes o que não acontece com os sistemas de albufeiras — um acréscimo de área irrigada em conjunto com o acréscimo da capacidade da albufeira que garante os escoamentos pode conduzir a um aumento do benefício líquido ao passo que cada um dos acréscimos isoladamente conduz a uma diminuição do benefício líquido, situação similar à da figura 3.8. Tal como o método do gradiente, também o método do factor único obriga normalmente a um número muito elevado de simulações, não distingue máximos locais do máximo global e pode indicar um

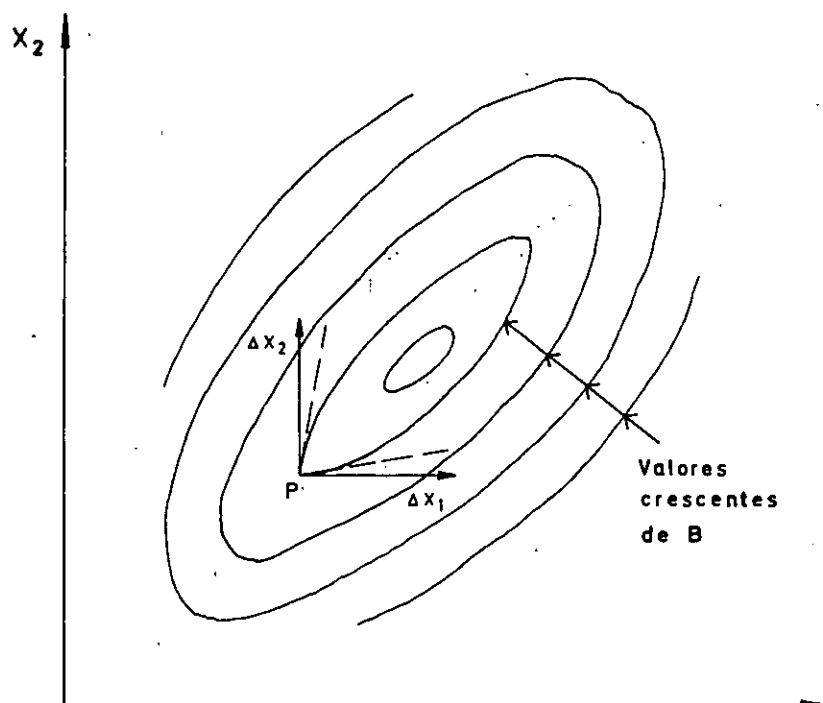



Fig. 3.8 — Falso máximo indicado pelo método do gradiente

falso máximo no exemplo da figura 3.8. Por outro lado, será de esperar do método do factor único uma eficiência na pesquisa inferior à do método do gradiente, como se exemplifica na figura 3.9 em que se considera apenas duas variáveis, e a supefície de resposta tem curvas de nível que são elipses com o eixo maior a 45° com a horizontal.

e) Método de "tentativa e erro"

É o mais utilizado em conjunto com os modelos de simulação, por um lado porque é simples e, por outro, porque os problemas são geralmente demasiado complexos para que os métodos formais anteriormente descritos sejam de grande utilidade. O analista vai ajustando os valores das variáveis de decisão no sentido

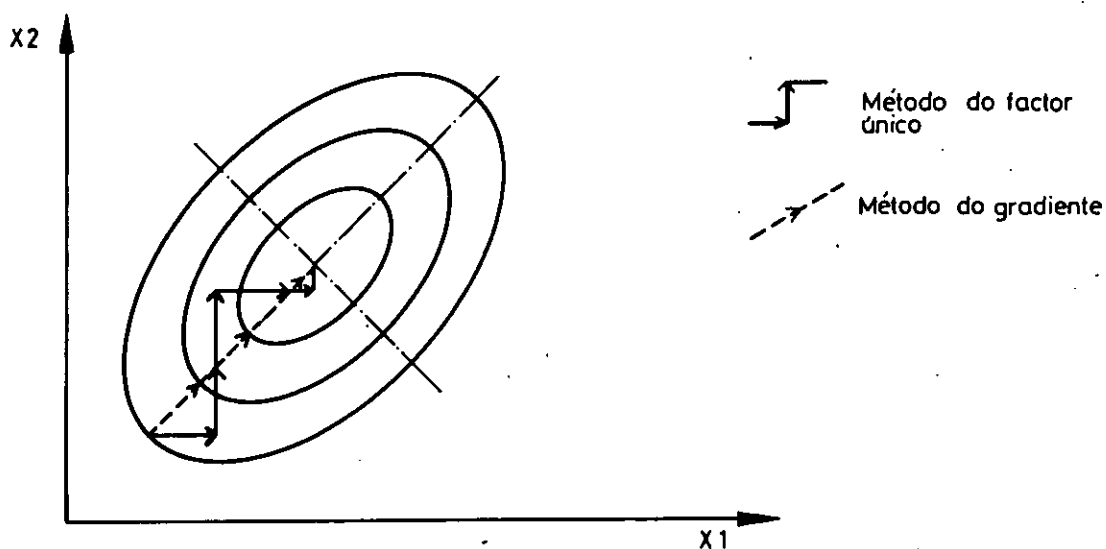



Fig. 3.9 — Comparação entre as formas de progressão pelo método do gradiente e do factor único

em que pensa que irão produzir o maior benefício líquido. Para isso, é importante a experiência do analista e a sua capacidade de compreender o sistema em estudo e de explorar os resultados de simulações anteriores.

3.3.3.3 — Modelo de simulação para a bacia do Malema

Para a bacia do rio Malema optou-se por elaborar um modelo de simulação específico, evitando as restrições impostas pelos modelos HEC 3 e MITSIM quer no respeitante à própria definição do sistema — qualquer dos modelos teria dificuldade em considerar duas centrais associadas a uma mesma albufeira — quer no que respeita às regras de operação.

A figura 3.10 apresenta o organigrama do modelo de simulação da bacia do Malema. Resumem-se em seguida as principais características do modelo:

a) O modelo trabalha com a informação referida em 3.2.2 e com os valores que tenham sido definidos para as variáveis de decisão. Uma opção permite a impressão dos dados.

b) A partir das curvas de custos, dos valores definidos para as variáveis de decisão, da taxa de actualização e do período de amortização dos investimentos, o modelo calcula os custos totais das albufeiras, centrais e áreas de rega e transforma-os em anuidades.

c) O período de discretização adoptado é um mês. Esta discretização é suficiente para representar em pormenor o comportamento do sistema na fase de planeamento ao passo que um período superior, por exemplo de três meses, pode tornar despercebidas flutuações significativas dos escoamentos com reflexo no comportamento do sistema. É utilizada a série histórica com 25 anos.

d) A operação do sistema em cada mês processa-se em 2 fases:

1.ª fase — O modelo percorre todas as albufeiras de montante para jusante (ficando a albufeira 4 em último lugar), verifica a capacidade de cada albufeira para satisfazer as metas que lhes estão directamente atribuídas bem como o volume disponível para utilização a jusante e define as descargas da albufeira para vários fins; nesta fase, procura-se compensar os défices de algumas albufeiras utilizando os volumes disponíveis de outras. Assim,

— o modelo analisa inicialmente as albufeiras 1, 2 e 3 de montante (Malema 1, Namparro e Malema 5), determinando os volumes a turbinar para cumprimento das metas de energia nas centrais 1, 2, 3 e 5 e os volumes disponíveis para utilização a jusante. Se alguma das albufeiras não consegue cumprir a respectiva meta de energia, as outras albufeiras tentam compensar esse défice. Os volumes em excesso das capacidades são turbinados até se atingir o limite das potências das centrais e, a partir daí, descarregados;

— o modelo percorre seguidamente as albufeiras 5, 6 e 7, mais a jusante (Nataleia 4, Nataleia 2 e Lalace), determinando os volumes a descarregar para irrigação dos blocos 1, 2 e 5 e os volumes disponíveis para utilização a jusante. O bloco 1 é irrigado pela albufeira 5 e, se necessário, pela albufeira 6. O bloco 2 é irrigado pela albufeira 6 e o bloco 5 pela albufeira 7. Volumes em excesso das capacidades das albufeiras 5 e 6 são utilizados para irrigar o bloco 3.

— a última albufeira a ser considerada é a albufeira 4 (Malema 3) que distribui os escoamentos para irrigação nos blocos 3 e 4, para produção de energia na central 4, para o abastecimento doméstico e industrial e para manter o escoamento mínimo a jusante. Embora tenha uma capacidade de armazenamento muito pequeno, a albufeira 4 pode utilizar, para além do escoamento

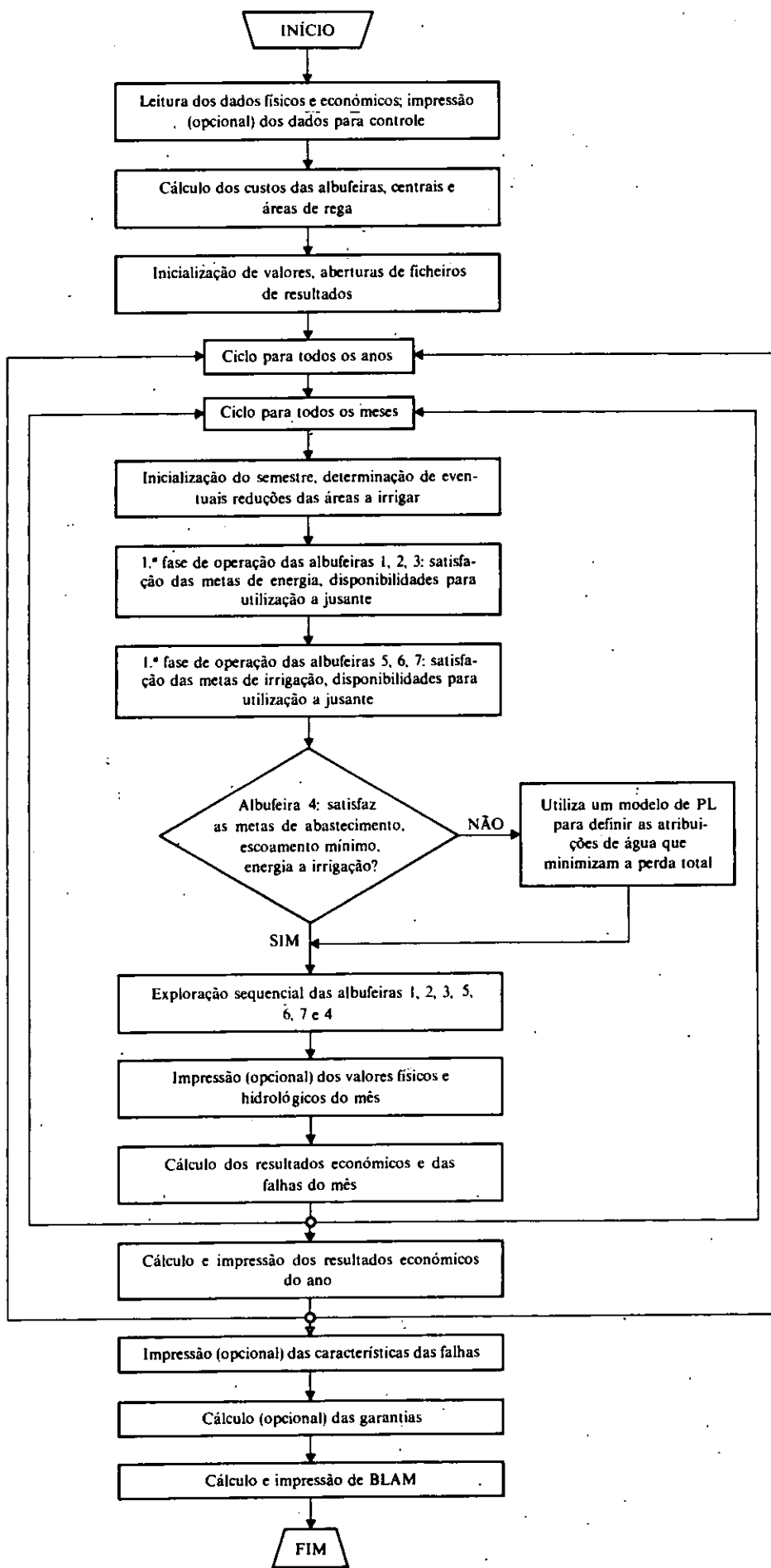



Fig. 3.10 — Organigrama do modelo de simulação do Malema

afluente próprio, os volumes disponíveis nas restantes albufeiras embora com algumas restrições — os volumes das albufeiras 5 e 6 só podem ser utilizados para irrigação do bloco 3 e para manter o escoamento mínimo e o da albufeira 7 apenas para manter o escoamento mínimo;

— se apesar do recurso a todas estas disponibilidades existirem défices nas metas da albufeira 4, há que impôr restrições às diversas utilizações em todo o sistema. O modelo adopta como critério de definição de prioridades na atribuição de água a relação entre os valores das perdas unitárias correspondentes aos défices. O modelo recorre a optimização utilizando programação linear para definir a atribuição de água considerando como função objectivo a minimização da perda total. A solução de utilizar programação linear evita ter de incluir a definição de prioridades no próprio programa de computador, podendo alterar-se facilmente as prioridades modificando os valores das perdas unitárias.

2.ª **fase** — Definidas as descargas para os vários fins em cada albufeira e os correspondentes valores de energia, área irrigada e volumes utilizados para o abastecimento urbano e para o escoamento mínimo, o modelo efectua o balanço hídrico das várias albufeiras.

e) Em função da satisfação das várias metas, o modelo determina os resultados económicos respeitantes às diversas utilizações nesse mês. Esses resultados são acumulados para originarem valores semestrais e anuais.

f) A irrigação constitui o principal potencial consumidor de água na bacia do Malema. A operação das albufeiras envolve duas características especiais para tratar a irrigação:

— se num dado mês duma época de cultivo a água não permitiu irrigar x hectares, admite-se que as culturas desses x hectares estão inutilizadas e, portanto, esses hectares não são regados até ao final da época de cultivo em curso;

— no início de cada época de cultivo, primeiro ou segundo semestre, verifica-se para cada bloco de rega se a soma dos volumes armazenados nas albufeiras que servem o bloco e dos valores esperados dos escoamentos afluentes excede o necessário para irrigar o bloco durante o semestre. Se fôr inferior ao necessário, a área a irrigar é reduzida proporcionalmente, conseguindo-se desta forma minimizar a área não irrigada. Esta regra é sobretudo importante no segundo semestre (Abril a Setembro) em que os escoamentos são reduzidos e a capacidade de irrigação depende principalmente dos volumes armazenados. A figura 3.11 faz a representação desta norma considerando o bloco de rega 5 do Malema com três mil hectares regados por gravidade.

g) Como já anteriormente se referiu, a albufeira 4 desempenha um papel central na distribuição de escoamentos para várias finalidades embora não disponha de capacidade de regularização. Quando se recorre às disponibilidades das restantes albufeiras para satisfação das metas, o modelo procura retirar de cada albufeira uma parcela tal que os volumes armazenados no fim do período sejam, quanto possível, proporcionais às capacidades das respectivas albufeiras.

h) No final de cada período (mês), são registados em ficheiros próprios os resultados físicos e hidrológicos e as falhas verificadas nesse mês. Os resultados económicos são registados no final de cada ano com excepção dos respeitantes à irrigação que,

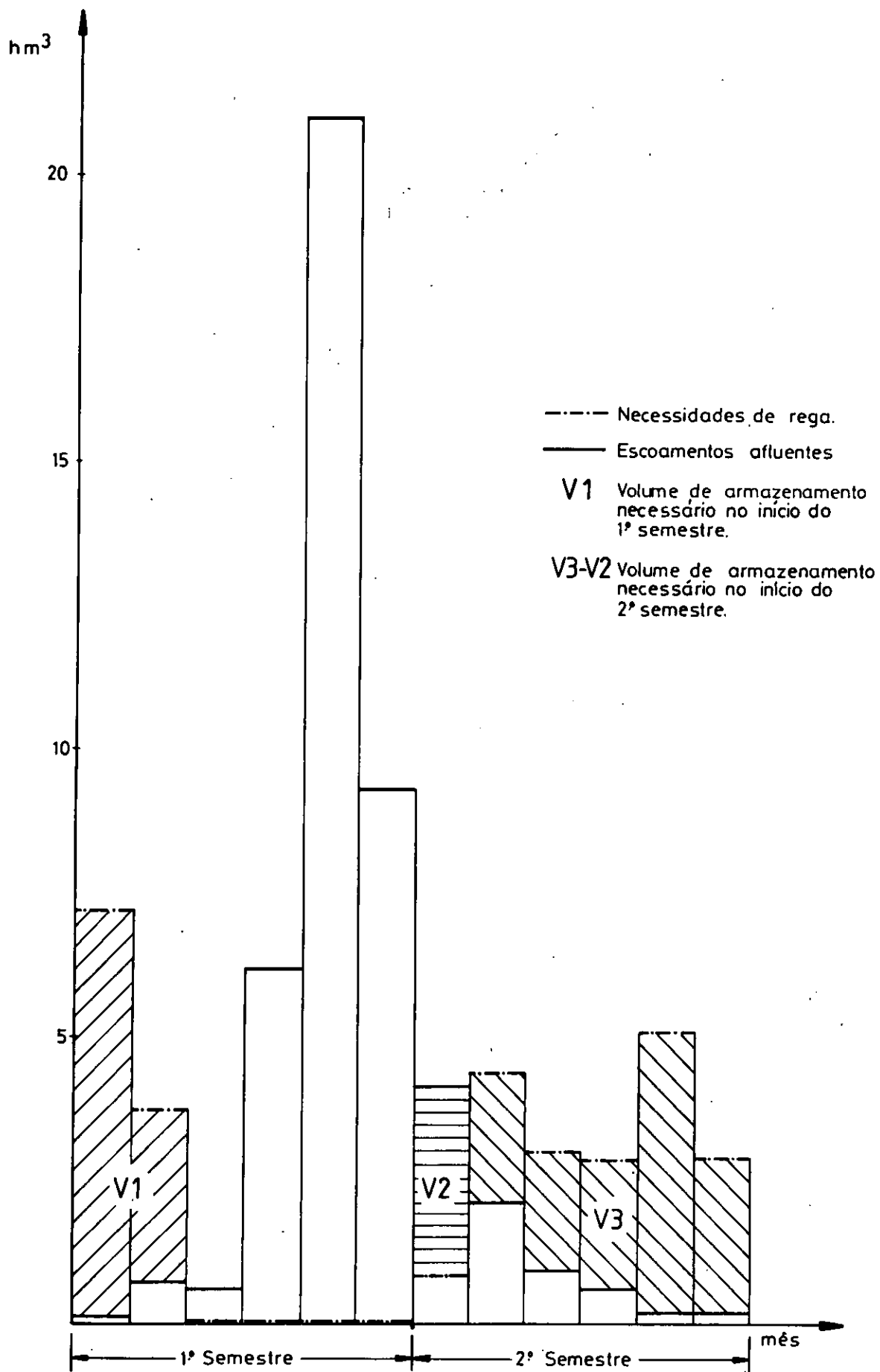



Fig. 3.11 — Comparação entre volumes disponíveis e necessários para irrigar o bloco 5 supondo-o com três mil hectares regados por gravidade

tal como as falhas na irrigação, são registados no fim de cada semestre. São registados:

— como resultados físicos e hidrológicos: escoamentos afluentes; volumes armazenados e alturas de água nas albufeiras; volumes evaporados, volumes descarregados e volumes destinados à produção de energia, à irrigação, ao abastecimento e ao escoamento mínimo; energia produzida nas centrais, défice e excedente global de energia; défices nas áreas irrigadas; défice e excedente do abastecimento; e défice do escoamento mínimo;
— como resultados económicos: benefícios líquidos semestrais de irrigação, benefícios líquidos anuais de energia, abastecimento, escoamento mínimo e benefício líquido anual total;
— como falhas: por cada finalidade, o mês ou semestre em que se registou a falha e a sua importância expressa em percentagem da meta correspondente.

Estes registos são feitos em três ficheiros distintos, considerados ficheiros primários, que são posteriormente utilizados como fonte de informação básica a ser tratada de acordo com o tipo de "output" pretendido.

i) Os escoamentos afluentes, históricos ou sintéticos, são lidos mês a mês de um ficheiro de dados.

j) A simulação pode ser efectuada para qualquer número de anos, podendo apenas ser necessário aumentar as dimensões definidas para os vectores que caracterizam as falhas.

O programa de computador consta:

— duma subrotina principal, SIMALE, que assegura a execução do programa conforme a sequência definida no organigrama da figura 3.10;
— de vinte outras subrotinas, chamadas por SIMALE, e que executam as diversas acções indicadas no organigrama;
— de nove subrotinas auxiliares.

No total, o programa tem cerca de mil e quinhentas linhas de instruções. A construção do programa por módulos/subrotinas mesmo quando não há acções repetidamente executadas tem as vantagens de facilitar o trabalho de edição do programa e de permitir utilizar esses módulos com pequenas adaptações em outros modelos de simulação.

A razão que levou a programar SIMALE como uma subrotina e não como um programa principal autónomo foi a necessidade de incluir todo o modelo em programas mais gerais que envolvem quer diversos métodos de procura do óptimo quer situações não estáticas, como no modelo de escalonamento (as variáveis de decisão variam ao longo da simulação).

O Anexo C faz uma apresentação dos programas de computador do modelo de simulação.

3.3.4 — *Aplicação dos modelos de dimensionamento à bacia do rio Malema*

Com base na análise desenvolvida nos pontos anteriores, utilizaram-se os seguintes modelos para dimensionar as albufeiras, as centrais hidroeléctricas e as áreas de rega da bacia do Malema:

a) Na fase de triagem

— modelo de programação linear com um ano tipo;
— modelo de programação não-linear com um ano tipo;
— algoritmo dos picos consecutivos.

b) Na fase de refinamento das soluções e dimensionamento final: modelo de simulação englobando como métodos de procura do óptimo os seguintes
— amostragem aleatória;
— gradiente;
— factor único;
— tentativa e erro.

3.3.4.1 — Resultados obtidos na fase de triagem

a) Modelo de programação linear com um ano tipo, descrito em 3.3.2.1
O ano tipo considerado foi um ano composto pelos valores médios dos escoamentos em cada local e em cada estação. A linearização das diversas curvas de custos foi feita pelo processo indicado na figura 3.4 sendo necessário definir, à partida, para cada albufeira se ela existia ou não, para ter em conta os respectivos custos fixos de construção. Para atender a este problema, efectuaram-se seis corridas do modelo:

— inicialmente, incluiram-se todas as albufeiras; obteve-se que Nataleia 4 tinha capacidade nula;
— em seguida, definiu-se que uma albufeira de cada vez, com excepção da albufeira 4, tinha capacidade nula e determinou-se em que casos é que se verificava um aumento do benefício líquido.

Concluiu-se então que a melhor solução deixava de fora as albufeiras 5 (Nataleia 4) e 6 (Nataleia 2). O quadro 3.6 apresenta os valores de BLAM obtidos para os diversos cálculos bem como os correspondentes valores das variáveis de decisão — capacidades das albufeiras, potências das centrais, áreas irrigadas, meta de energia anual. O tempo de cálculo de cada corrida foi de cerca de 15 segundos de cpu no computador DEC-10.

b) Modelo de programação não-linear com um ano tipo, descrito em 3.3.2.3:
As curvas de custos foram representadas por funções exponenciais negativas do tipo

$$C = a(1 - e^{-bS}) + d(1 - e^{-fS}) + gS \qquad (3.25)$$

em que S é a capacidade; a, b, d, f, g são constantes.

As capacidades são capacidades úteis e a função custo C atinge rapidamente o valor correspondente ao volume morto para valores baixos de capacidade. Além do cálculo para o ano fictício composto pelos escoamentos médios, tal como no modelo PL, efectuaram-se cálculos entrando com valores extraídos da série histórica em anos com escoamentos anuais próximos dos médios. Estes cálculos adicionais permitiram avaliar melhor as necessidades de armazenamento intra-anual já que as flutuações dos escoamentos não são amortecidas como no ano médio fictício.

Os resultados do modelo PNL estão apresentados no quadro 3.7. Para o ano médio, os modelos PL e PNL dão os mesmos resultados como era de esperar pois eles apenas diferem na forma como tratam as curvas de custos das albufeiras. As diferenças nos valores de BLAM devem-se a erros de aproximação nas curvas de custos.

O tempo de cálculo de cada corrida do modelo PNL foi de cerca de 22 segundos de cpu no computador DEC-10.

QUADRO 3.6

Resultados obtidos com as várias corridas do modelo de programação linear

Corridas	Incluindo todas as albufeiras	ALB6=0 ALB1=0	ALB6=0 ALB2=0	ALB6=0 ALB3=0	ALB6=0 ALB5=0	ALB6=0 ALB7=0	Melhor solução obtida ALB5=0 ALB6=0
BLAM(10^6Mt)	491	393	428	490	502	477	502
Albufeiras (hm^3)							
1 — **Malema 1**	49	0	49	49	49	49	49
2 — **Namparro**	63	63	0	67	63	63	63
3 — **Malema 5**	56	70	70	0	56	56	56
4 — **Malema 3**	1	1	1	1	1	1	1
5 — **Nataleia 4**	0	0	0	0	0	0	0
6 — **Nataleia 2**	5	5	5	5	0	5	0
7 — **Lalace**	38	38	41	41	38	0	38
Potências (MW)							
1 — **Malema 1/ Licungo**	37.5	0	29.2	27.8	37.5	37.5	37.5
2 — **Namparro**	18.8	18.8	0	18.1	18.8	18.8	18.8
3 — **Malema 5**	2.8	5.2	2.9	0	2.8	2.8	2.8
4 — **Malema 3**	0.6	2.6	0	0	0.6	0.6	0.6
5 — **Malema 1/ Malema**	0	0	5.4	6.5	0	0	0
Áreas irrigadas por aspersão (ha)							
Bloco 1	1400	1400	0	0	1400	1400	1400
Bloco 2	0	0	0	0	0	0	0
Bloco 3	0	0	0	0	0	0	0
Bloco 4	0	0	0	0	0	0	0
Bloco 5	0	0	0	0	0	0	0
Áreas irrigadas por gravidade (ha)							
Bloco 1	570	570	1650	1650	270	570	270
Bloco 2	600*	600	600	600	600	600	600
Bloco 3	9500*	9500	9500	9500	9500	9500	9500
Bloco 4	11600*	11600	10500	10500	11600	11600	11600
Bloco 5	3850*	3850	3850	3850	3850	0	3850
Energia anual (GWh)	256	111	165	229	256	256	256

*Estes valores igualam áreas irrigáveis máximas nos blocos

c) Algoritmo dos picos consecutivos:

As corridas do modelo PNL para diversos anos observados para além do ano médio fictício dão uma ideia da variação possível das dimensões óptimas das capacidades das albufeiras, mas as capacidades destinam-se ainda a uma regularização intra-anual. O algoritmo dos picos consecutivos, descrito em 3.3.2.7, permite determinar facilmente a capacidade necessária para satisfazer determinada meta constante ou cíclica. No entanto, como nessa determinação não entram factores económicos — custo da albufeira, benefício associado à meta —, os resultados obtidos apenas servem como informação adicional para apoiar o trabalho com o modelo de simulação.

Para cada uma das seis albufeiras de regularização (a excepção é a albufeira 4), calculam-se as capacidades necessárias para:

— fornecer metas iguais ao escoamento mensal médio e a oitenta por cento desse valor considerando a série de escoamentos mensais afluentes;

QUADRO 3.7

Resultados obtidos com os modelos de programação linear e de programação não-linear

	Modelo PL ano médio	Modelo PNL ano médio	Modelo PNL com anos observados		
BLAM (10^6Mt)	502	491	486	488	490
Albufeiras (hm^3)					
1 — Malema 1	49	49	51	37	44
2 — Namparro	63	63	68	70	49
3 — Malema 5	56	56	63	56	40
4 — Malema 3	1	1	1	1	1
5 — Nataleia 4	0	0	0	0	5
6 — Nataleia 2	0	0	0	0	0
7 — Lalace	38	38	39	31	38
Potências (MW)					
1 — Malema 1/ Licungo	37.5	37.5	37.6	37.6	37.6
2 — Namparro	18.8	18.8	18.8	18.8	18.8
3 — Malema 5	2.8	2.8	2.4	2.1	2.8
4 — Malema 3	0.6	0.6	0.4	0.8	0.8
5 — Malema 1/ Malema	0	0	0	0	0
Áreas irrigadas por aspersão (ha)					
Bloco 1	1400	1400	1450	290	1630
Bloco 2	0	0	0	0	0
Bloco 3	0	0	0	0	0
Bloco 4	0	0	0	0	0
Bloco 5	0	0	0	0	0
Áreas irrigadas por gravidade (ha)					
Bloco 1	270	270	490	190	1380
Bloco 2	600*	600	600	600	600
Bloco 3	9500*	9500	9500	9500	9500
Bloco 4	11600*	11600	11600	11600	11600
Bloco 5	3850*	3850	3850	3850	3850
Energia anual (GWh)	256	256	253	259	257

*Estes valores igualam as áreas irrigáveis máximas nos blocos

— fornecer metas iguais ao escoamento anual médio e a oitenta por cento desse valor considerando a série de escoamentos anuais afluentes. As capacidades neste caso serão inferiores às obtidas no caso anterior porque não se entra com a regularização intra-anual.

O Quadro 3.8 resume os resultados obtidos. É interessante notar que:

— as diferenças entre os valores das capacidades correspondentes a considerar e a não considerar regularização intra-anual são bastante próximos das capacidades determinadas pelos modelos PL e PNL;
— as capacidades necessárias para uma regularização inter-anual completa são 3 a 6 vezes superiores às capacidades determinadas pelos modelos PL e PNL.

3.3.4.2 — Resultados obtidos com o modelo de simulação

O modelo de simulação da bacia do Malema, descrito em 3.3.3.3, permite estudar em pormenor o comportamento do sistema para cada solução adoptada, *i.e.*, para cada

QUADRO 3.8

Capacidades de albufeiras obtidas pelo algoritmo dos picos consecutivos

Capacidades (hm^3)	Escoamentos mensais		Escoamentos anuais	
	Meta = 100%	Meta = 80%	Meta = 100%	Meta = 80%
Albufeira 1	164	60	124	34
Albufeira 2	280	76	231	26
Albufeira 3	364	165	314	128
Albufeira 5	107	34	97	26
Albufeira 6	427	136	388	105
Albufeira 7	165	88	134	61

Note-se que na aplicação do algoritmo dos picos consecutivos se estudou cada albufeira isoladamente, sem considerar eventuais regularizações de caudais por outras albufeiras a montante como pode acontecer com as albufeiras 3 e 6.

conjunto de dimensões de albufeiras, centrais e áreas de rega. Cada corrida do modelo produz informação (ver 3.3.3.3h) de cuja análise se pode partir para uma nova solução que conduza a um valor superior de benefício líquido. O tempo de cpu de cada corrida é variável, dependendo do número de vezes que se recorre à rotina de optimização para distribuição da água em caso de défice. A partir das simulações realizadas concluiu-se que o tempo de cpu era dado pela expressão

$$t = 6 + 2 * n \text{ de défices, } t \text{ em segundos} \tag{3.26}$$

Referem-se em seguida os resultados obtidos com os vários métodos de procura do óptimo que foram utilizados.

a) Método da amostragem aleatória:

Fixou-se a capacidade da albufeira 4 que não é de regularização e permitiu-se que as restantes variáveis de decisão assumissem qualquer valor entre zero e um valor máximo. Impôs-se porém que as áreas irrigadas por aspersão fossem nulas, considerando-as apenas no refinamento da melhor solução obtida. Utilizando uma rotina de geração de números aleatórios uniformes, geraram-se 60 vectores, permitindo dizer que o melhor resultado obtido teria uma probabilidade de 95% de estar entre as 5% melhores soluções.

A melhor solução obtida está representada no quadro 3.10 e conduz a um benefício de 230 mil contos, apenas 50% do valor correspondente à solução óptima. O tempo de cálculo total foi de cerca de 9 minutos de cpu.

O método da amostragem aleatória não necessita de adoptar nenhuma solução inicial. Para os restantes métodos, adoptou-se como solução inicial a obtida com o modelo PNL utilizando o ano médio. Embora por vezes se considere não haver necessidade da fase de triagem com utilização dos modelos de optimização, ASKEW 1971 e HEC 1977, ela permite não apenas eliminar rapidamente alternativas claramente inferiores, como também originar razoáveis pontos de partida para os modelos de simulação.

b) Método do gradiente:

Fixou-se também a capacidade da albufeira 4 e que as áreas irrigadas por aspersão eram nulas. A solução dada pelo modelo PNL revelou uma deficiência já esperada: o subdimensionamento das albufeiras, conduzindo a uma situação de défices quase permanentes. Como os défices aumentam muito o tempo de cálculo de cada corrida, modificou-se a solução inicial aumentando bastante as capacida-

des das albufeiras 1 e 2. A determinação do gradiente em cada ponto, obrigando a efectuar 17 simulações, levava cerca de 3 minutos de cpu.

Um problema delicado no método do gradiente é o "passo" adoptado na progressão. À medida que se vai aproximando do óptimo, o "passo" tem de ser reduzido e a progressão torna-se bastante lenta. Ao fim de 102 simulações gastando cerca de 17 minutos de cpu a melhor solução obtida tinha um valor de BLAM de cerca de 85% da solução óptima. A melhor solução conseguida com o método do gradiente está representada no quadro 3.10 e a progressão dos valores de BLAM no qudro 3.9. Note-se que seria possível continuar a melhorar a solução com o método do gradiente mas com tempos de cálculo muito elevados.

QUADRO 3.9

Progressão dos valores de BLAM pelo método do gradiente

Solução	1		2		3		4		5		6		7
BLAM (10^3Mt)	82286		219419		303999		354151		370724		380212		383555
ΔBLAM (10^3Mt)		137133		84580		50152		16573		9488		3343	

c) Método do factor único

Tal como no método do gradiente, também no método do factor único se torna necessário reduzir progressivamente o "passo" das mudanças nas variáveis. Para além disso, e como se previa, o método do factor único revelou-se pouco eficiente em comparação com o método do gradiente com o valor de BLAM a crescer mais lentamente para igual número de simuluções.

d) Método de tentativa e erro:

Ao contrário dos métodos anteriores, formais e passíveis de utilização automática, o método de tentativa e erro apoia-se essencialmente na capacidade do analista em compreender o comportamento do sistema e de inferir a partir dos resultados das simulações anteriores quais as modificações a introduzir para melhorar o sistema.

Os métodos do gradiente e do factor único apenas retiram como informação das simulações anteriores os valores de BLAM, benefício líquido anual médio.

Ora, como se viu, cada simulação dá imensa informação sobre variáveis físicas, hidrológicas, económicas e sobre falhas. Uma análise dos ficheiros de resultados, mesmo não exaustiva, permite detectar os pontos mais sensíveis do sistema e progredir rapidamente em direcção à solução óptima.

No caso da bacia do rio Malema, o método de tentativa e erro permitiu chegar à solução óptima ao fim de 52 simulações e cerca de 8 minutos de cpu. Obteve-se para BLAM o valor de 459 mil contos estando os valores das variáveis de decisão representados no quadro 3.10. Esta solução relativamente rápida resultou precisamente da análise que se fez do sistema e das sucessivas simulações:

— as capacidades determinadas pelo algoritmo dos picos consecutivos mostraram a importância de regularização inter-anual, o que levou a adoptar-se à partida capacidades mais elevadas do que as indicadas pelo modelo PNL;

— as primeiras experiências com o modelo evidenciaram a rentabilidade dos regadios, levando a considerar as áreas máximas irrigáveis em quatro dos cinco blocos;

— detectou-se que a área máxima irrigável no bloco 5 não era suficiente para compensar a construção da albufeira 7.

QUADRO 3.10

Soluções obtidas na fase de triagem e com o modelo de simulação

	Modelo PNL c/ano médio	Modelo de simulação		
		Sol. óptima (tent.ª e erro)	Amostragem aleatória	Gradiente
BLAM (10^6Mt)	491/−75*	459	230	384
Albufeiras (hm^3)				
1 — Malema 1	49	119	105	127
2 — Namparro	63	132	166	132
3 — Malema 5	56	43	13	57
4 — Malema 3	1	1	1	1
5 — Nataleia 4	0	0	15	0
6 — Nataleia 2	2	62	68	48
7 — Lalace	38	0	65	80
Potências (MW)				
1 — Malema 1/Licungo	37.5	21.5	33.2	33.4
2 — Namparro	18.8	18	2.8	18.7
3 — Malema 5	2.8	3.4	0.1	3
4 — Malema 3	0.6	0.3	0.6	0.6
5 — Malema 1/Malema	0	12.3	5.0	3.7
Áreas irrigadas por aspersão (ha)				
Bloco 1	1400	0	0	0
Bloco 2	0	0	0	0
Bloco 3	0	0	0	0
Bloco 4	0	0	0	0
Bloco 5	0	0	0	0
Áreas irrigadas por gravidade (ha)				
Bloco 1	270	3850	2000	2150
Bloco 2	600	600	80	600
Bloco 3	9500	9500	5860	9500
Bloco 4	11600	11600	9600	11600
Bloco 5	3850	0	2960	3220
Energia anual (GWh)	256	244	182	360

*O valor −75 é o BLAM que se obtém por simulação da solução dada pelo modelo PNL

Pela flexibilidade, o método de tentativa e erro é o que melhor permite utilizar a experiência dos técnicos. Por outro lado, a análise dos resultados das simulações conduz a um aprofundamente do conhecimento do próprio sistema.

A experiência com o modelo de simulação do Malema indica, por isso, o método de tentativa e erro como sendo o mais vantajoso. É possível, no entanto, que um significativo aumento da velocidade de cálculo de novos computadores venha a tornar preferível a utilização do método do gradiente.

3.4 — Modelos para resolução do problema do escalonamento

3.4.1 — *Classificação de modelos de escalonamento*

Os modelos para escalonamento de projectos que aparecem referidos na literatura técnica podem distinguir-se:

— pela função objectivo que consideram
— pelas técnicas utilizadas

Em relação à função objectivo, os módulos de escalonamento podem dividir-se em dois grupos:

— minimização de custos
— maximização de benefícios líquidos

Os modelos de minimização de custos actualizados procuram satisfazer certas curvas crescentes de procura em função do tempo, normalmente referindo-se a volume garantido de água e a energia. A satisfação da procura consegue-se seleccionando e escalonando alguns projectos de entre um número finito disponível. Este problema é conhecido como "problema de expansão da capacidade", característico de sistemas de abastecimento de água, tratamento de esgotos e redes de energia. O problema de expansão de capacidade, com os projectos alternativos já dimensionados, tem sido resolvido por programação dinâmica como referem MORIN e ESOGBUE 1971, MORIN 1973, ERLENKOTTER 1973, MORIN e ESOGBUE 1974. Outras alternativas têm sido propostas:

— LEMMA 1975 sugere que as curvas de procura sejam definidas a partir de um modelo imput-output nacional ou regional englobando um sector de água que incluiria abastecimento urbano, energia e irrigação. O escalonamento seria feito utilizando programação binária;
— ERLENKOTTER 1973 e AKILESWARAN *et al.* 1979 propõem a utilização de regras heurísticas simples. As várias heurísticas sugeridas giram à volta da ideia de escalonar prioritariamente os projectos com menor índice custo/ quantidade produzida;
— BECKER e YEH 1974 a, b, MOORE e YEH 1980, analisam conjuntamente os problemas de dimensionamento e escalonamento utilizando uma conjugação de modelos PL-PD ou simulação — PD.

O modelo de O'LAOGHAIRE e HIMMELBLAU 1974 é um dos que procura maximizar os benefícios líquidos actualizados, e inclui como restrições os limites máximos dos investimentos em cada período. Já se viu que este modelo analisa em simultâneo os problemas de dimensionamento e de escalonamento. Modelos que não envolvem dimensionamento são, por exemplo, os apresentados por

— JACOBY e LOUCKS 1972: considera restrições de investimento e utiliza simulação e programação dinâmica para fazer o escalonamento;
— MAJOR e LENTON 1979: utiliza programão linear mista para o escalonamento, incluindo restrições respaitantes ao investimento e à disponibilidade de mão-de-obra qualificada.

3.4.2 — *Modelo de escalonamento para a bacia do Malema*

No estudo da bacia do rio Malema, o objectivo pretendido é o de maximizar os benefícios líquidos actualizados. O escalonamento dos projectos resultantes da fase de dimensionamento terá esse objectivo sujeito a determinadas restrições.

O desenvolvimento dos recursos hídricos nos países em desenvolvimento tem obstáculos importantes a ultrapassar. Entre os obstáculos mais sérios contam-se a fraca capacidade de financiamento interno, obrigando sistematicamente a recorrer ao financiamento externo, e o lento crescimento da capacidade técnica que permita explorar correctamente os aproveitamentos disponíveis. Para o caso do Malema considerou-se que a capacidade financeira seria a principal restrição.

O modelo de escalonamento para a bacia do Malema tem as seguintes características:

a) O período de análise é de 25 anos.

b) Considera-se que todos os projectos devem ser construídos num período total de vinte anos.

c) Esse período total é dividido em períodos de cinco anos; cada projecto é construído em tempo nulo e entra em exploração no início de um dos períodos de cinco anos, ou seja, num dos anos 1, 6, 11, 16 ou 21.

d) O investimento total é dividido em parcelas iguais pelos cinco períodos. Caso em algum desses períodos se faça um investimento inferior ao limite, o excesso é distribuído igualmente pelos períodos seguintes.

e) Têm de se verificar certas relações entre os projectos:

— as centrais hidroeléctricas só podem operar desde que existam as albufeiras a que estão associadas;
— os blocos rega de 3 e 4 necessitam da albufeira 4;
— as centrais são construídas simultaneamente com as albufeiras a que estão associadas;

f) As albufeiras e as centrais hidroeléctricas são construídas duma só vez enquanto as áreas de rega podem ser construídas por partes ao longo de vários períodos.

g) Atendendo às condições *d*) e *e*), os catorze projectos (cinco albufeiras, cinco centrais, quatro áreas de rega) resultantes da fase de dimensionamento foram agregados em cinco grupos:

— grupo 1: albufeira 1, centrais 1 e 5
— grupo 2: albufeira 2, central 2
— grupo 3: albufeira 3, central 3
— grupo 4: albufeira 4, central 4, blocos de rega 3 e 4
— grupo 5: albufeira 6, blocos de rega 1 e 2

h) O modelo selecciona, em cada período, de entre os projectos ainda não construídos, o grupo ou grupos que, obedecendo ao limite imposto pela restrição financeira, origine o maior benefício líquido.

i) A determinação do benefício líquido correspondente a cada grupo ou conjunto de grupos é feita através do modelo de simulação utilizado no dimensionamento.

Assim, a resolução do problema do escalonamento começa no 1.º período, considerando todas as combinações possíveis entre grupos que possam ser construídos dentro do limite do investimento e simulando cada uma das combinações para obter o correspondente valor de benefício líquido a partir do qual se processa a escolha dos projectos a construir no ano 1. O processo repete-se para os períodos seguintes excluindo-se da análise, obviamente, os projectos já construídos.

O tempo total de cálculo até se chegar à solução do problema do escalonamento depende, como é lógico, do número de grupos considerados e do conjunto de combinações possíveis.

Note-se que este modelo pretende fazer o escalonamento óptimo de projectos já dimensionados, podendo a solução obtida afastar-se da solução óptima correspondente à resolução simultânea dos problemas de dimensionamento e escalonamento, como se discutiu no ponto 3.2.3.

3.4.3 — *Resultados obtidos com o modelo de escalonamento*

Para tornar mais clara a utilização deste modelo, apresenta-se no quadro 3.11 os valores respeitantes ao cálculo no primeiro período de escalonamento. A solução completa do problema do escalonamento está resumida no quadro 3.12.

Foram necessárias 47 simulações com um tempo de cálculo total de cerca de 7 minutos de cpu no DEC-10.

Através de ligeiras modificações no modelo de simulação, de forma a permitir a introdução de albufeiras, centrais e áreas de rega durante a simulação, e trabalhar com o valor total actualizado dos benefícios líquidos em lugar de o fazer com anuidades, foi possível obter a evolução de BLA ao longo do tempo como se representa na figura 3.12.

QUADRO 3.11

Modelo de escalonamento: selecção dos projectos a construir no 1.º período

Investimento total: 6860 (todos os valores económicos em 10^6Mt)
Investimento no 1.º período: 1372
a) Benefício líquido na situação inicial, sem investimento: 54
b) Combinações possíveis de grupos, respectivos custos e benefícios líquidos resultantes

Combinação de grupos	Custo	Benefício líquido anual médio
*b*1) Grupo 1	1225	146
*b*2) Grupo 2	793	81
*b*3) Grupo 3	349	73
*b*4) Grupo 4+3900 ha*	768	82
*b*5) Grupo 5+1500 ha*	1369	87
*b*6) Grupo 2+Grupo 4+2600 ha*	1366	108
*b*7) Grupo 2+Grupo 3+Grupo 4+300 ha*	1370	63
*b*8) Grupo 3+Grupo 4+5600 ha*	1374	102

*Área de rega no bloco 3

É seleccionado para ser construído no n.º período o Grupo 1: albufeira 1, centrais 1 e 5.

QUADRO 3.12

Solução obtida para o problema do escalonamento

Período	Projectos	Investimento	BLAM	% do BLAM total
1	Albufeira 1 Central 1 Central 5	1225	146	32
2	Albufeira 4 Central 4 8000 ha (Bloco 3)	1385	228	50
3	Albufeira 2 Central 2 +1500ha (Bloco 3) 2650ha (Bloco 4)	1415	335	73
4	Albufeira 3 Central 3 +7100ha (Bloco 4)	1415	421	92
5	Albufeira 6 Bloco 1 Bloco 2 +1850ha (Bloco 4)	1420	459	100

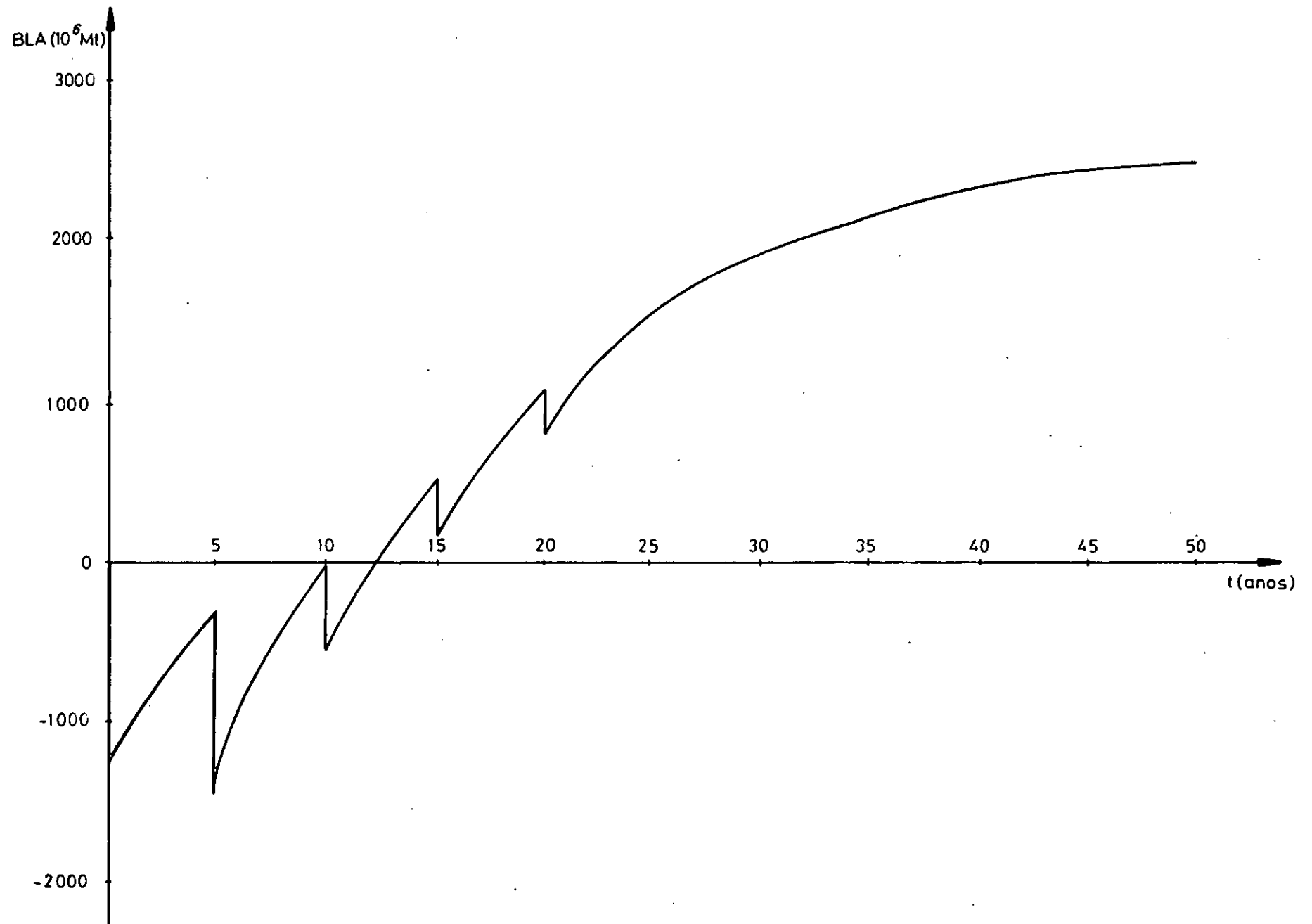



Fig. 3.12 — Variações do benefício líquido actualizado ao longo do tempo

3.5 — Resumo e Conclusões

O planeamento dos recursos hídricos a nível da bacia hidrográfica tem vindo a apoiar-se cada vez mais na metodologia da análise de sistemas de que os modelos matemáticos constituem ferramentas fundamentais. Neste capítulo define-se uma metodologia adequada para resolver problemas de planeamento de sistemas de albufeiras, englobando as questões de dimensionamento e escalonamento de projectos. A análise foi ilustrada com um problema de dimensão média, a bacia do rio Malema, na República Popular de Moçambique.

De entre os diversos objectivos que podem ser considerados concluiu-se que, nas condições dos países em desenvolvimento, o objectivo prioritário é o crescimento económico da região, figurando outros objectivos como a qualidade de vida e a conservação ambiental como restrições impostas ao sistema.

A bacia do rio Malema, utilizada como exemplo nos vários modelos considerados, apesar de ter uma área limitada, tem um apreciável potencial hidroeléctrico e de irrigação, nela tendo sido identificadas como possíveis infraestruturas hidráulicas sete albufeiras, cinco centrais e cinco áreas de rega.

O problema do planeamento formulado em toda a sua generalidade envolve a resolução simultânea do dimensionamento e escalonamento dos projectos e da definição das regras de operação das albufeiras. Esta resolução é muito complexa e dificilmente viável com as técnicas e meios de cálculo de que se dispõe actualmente, razão porque se optou por uma metodologia que desdobra o problema geral em outros mais simples de resolver: um problema de dimensionamento, com regras de operação definidas a priori, seguindo-se a resolução do problema do escalonamento dos projectos já dimensionados. Esta metodologia está representada na figura 3.13. Em relação à optimização das regras de operação, considerou-se dispensável a sua inclusão no processo de planeamento.

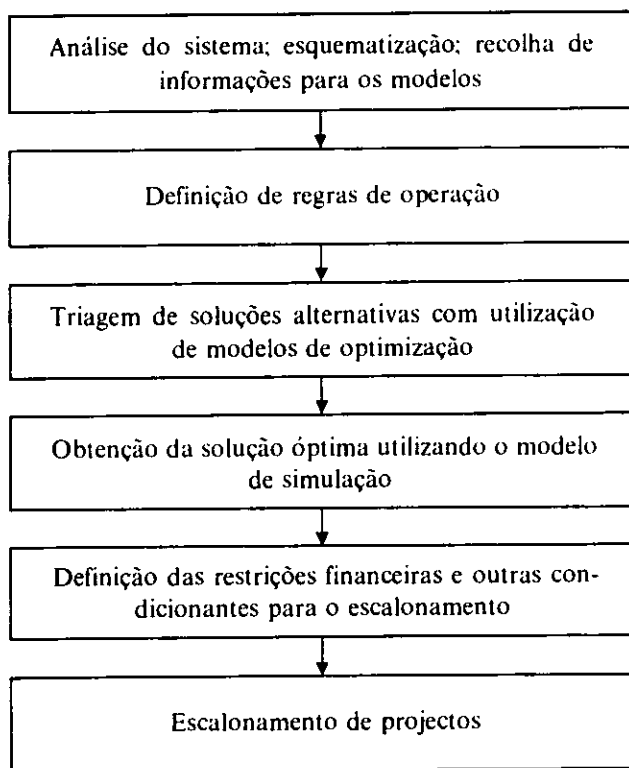



Fig. 3.13 — Metodologia para a resolução do problema de planeamento de sistemas de albufeiras

Na análise do problema do dimensionamento, consideraram-se modelos de optimização, prescritivos, e modelos de simulação, descritivos. Os modelos prescritivos dão uma resposta directa ao problema, indicando que decisões tomar para satisfazer o objectivo face às restrições impostas, o que não acontece com os modelos descritivos que, no entanto, permitem uma análise mais detalhada do sistema.

Fez-se uma revisão crítica dos modelos de optimização mais utilizados no planeamento de sistemas de albufeiras: programação linear, programação linear mista, programação não-linear, programação dinâmica, programação linear estocástica e restrições probabilísticas. Concluiu-se que os modelos de optimização apenas deveriam ser utilizados para triagem de alternativas ficando a obtenção de uma solução mais refinada a cargo de um modelo de simulação. Para essa fase de triagem, retiveram-se os modelos considerados mais vantajosos: programação linear e programação não-linear; os modelos de programação linear mista, programação dinâmica e programação linear estocástica revelaram-se demasiado pesados computacionalmente e o de restrições probabilísticas demasiado conservativo.

O modelo de simulação é conceptualmente simples e de fácil utilização o que explica a sua grande popularidade. Em relação a este modelo, discutiram-se duas questões importantes: a utilização de modelos generalizados de simulação, como o HEC-3 e o MITSIM, e os métodos de procura do óptimo.

Sobre os modelos generalizados de simulação, chegou-se à conclusão que, a par da grande vantagem de dispensarem o esforço de programação, eles apresentam inconvenientes importantes como a rigidez das regras de operação, não definição de prioridades em caso de falhas e a sua grande dimensão. Como solução alternativa, avançou-se a ideia duma biblioteca de subrotinas de simulação que permitiria a um utilizador uma fácil construção do seu modelo específico, evitando os inconvenientes atrás apontados.

Os métodos de procura do óptimo analisados foram os da amostragem sistemática, da amostragem aleatória, do gradiente, do factor único e da tentativa e erro. Apenas o método da amostragem sistemática se revelou à partida como inviável, mas nenhum dos outros métodos deu indicações de conduzir rapidamente à solução óptima, podendo até detectarem falsos óptimos.

Face aos inconvenientes apontados aos modelos generalizados de simulação, desenvolveu-se um modelo específico para o estudo do Malema. O modelo, construído numa base modular, tem como principal característica a operação interligada de todas as albufeiras e o recurso, em caso de falha, a uma rotina de optimização que distribui os défices de forma a minimizar a perda total. O modelo incorpora uma definição de regras de operação que, basicamente, se reduzem à regra de operação padrão com modificações permitindo ter em conta a previsão dos consumos da irrigação.

Os resultados obtidos com a aplicação dos modelos de dimensionamento à bacia do Malema mostraram que os modelos de optimização que trabalham apenas com um ano tipo subestimam grandemente as capacidades necessárias para as albufeiras, falha que pode ser minorada apoiando a análise com o cálculo de capacidades pelo método dos picos consecutivos. São, no entanto, modelos fáceis de utilizar e com tempos de cálculo reduzidos, inferiores a 1 minuto de cpu.

Na determinação da solução óptima com o modelo de simulação, o método da amostragem aleatória conduziu a resultados insatisfatórios, o método do factor único revelou-se menos eficiente do que o método do gradiente e o que mais rapidamente permitiu obter a solução óptima foi o método da tentativa e erro, exactamente aquele que através da intervenção do analista mais informação extrai de cada simulação. Os tempos de cálculo para a obtenção da solução óptima atingiram as dezenas de minutos de cpu.

Em relação ao problema do escalonamento, viu-se que grande parte dos modelos existentes procuram resolver o problema de "expansão de capacidade", enquanto o que se pretende no problema em estudo é aproveitar o potencial dos recursos hídricos para promover o crescimento económico. Por isso, sugeriu-se um outro tipo de modelo, para maximizar o benefício líquido actualizado tendo como principal restrição a capacidade financeira para realizar o plano ao longo do tempo. O modelo de escalonamento é simples e utiliza para os cálculos o modelo de simulação com ligeiras modificações. O tempo de cálculo foi da ordem de alguns minutos de cpu.

Todos os modelos foram desenvolvidos e utilizados no computador DEC-10 do LNEC. De todos os modelos utilizados, apenas o modelo de programação não-linear excede a capacidade de um mini-computador como o PDP-11-34, bastante vulgarizado em Moçambique, mas viu-se que se podia obter praticamente os mesmos resultados que os desse modelo com algumas (poucas) corridas do modelo de programação linear. Os modelos de programação linear, de simulação e de escalonamento foram implementados num mini-computador PDP-11-34 em Moçambique.

CAPÍTULO 4

DECISÃO EM SITUAÇÃO DE INCERTEZA

CAPÍTULO 4

DECISÃO EM SITUAÇÃO DE INCERTEZA

4.1 — Introdução

O planeamento dos recursos hídricos efectua-se sempre em condições de incerteza. As decisões tomadas e as acções empreendidas têm consequências que podem ainda ser significativas passadas dezenas de anos, em condições provavelmente diferentes das previstas durante a elaboração dos planos. Muitas vezes, os projectos implementados apresentam resultados distintos dos esperados porque operam em situações diferentes das consideradas na fase de planeamento.

Muitos exemplos se podem apresentar para ilustrar a existência de incerteza nos problemas de planeamento de recursos hídricos:

- — os custos das infraestruturas hidráulicas não são exactamente conhecidos na fase de planeamento, podendo com base em informação sobre obras similares anteriormente construídas definir-se distribuições de probabilidades de custos;
- — os benefícios, sendo recebidos durante um longo período de tempo, podem afastar-se bastante dos valores considerados no planeamento, sobretudo nos anos mais distantes. A incerteza acerca dos benefícios é habitualmente superior à dos custos;
- — conhecem-se os escoamentos ocorridos no passado mas não os que irão ocorrer no período de vida (física e económica) do sistema;
- — os consumos urbanos, domésticos e industriais, podem variar bastante, influenciados por factores diversos e contraditórios. Os consumos domésticos crescem com o aumento da população (cuja previsão é também afectada por alguma incerteza) enquanto que os seus valores unitários podem crescer, correspondendo a uma melhoria dos padrões sanitários e da qualidade de vida, ou diminuir, em resposta a programas de conservação. O consumo industrial pode aumentar rapidamente, de acordo com o crescimento industrial da região, ou crescer lentamente porque as indústrias introduzem tecnologias secas e recirculação;
- — a evolução social pode criar novas necessidades, por exemplo o recreio em albufeiras.

No entanto, apesar de toda a incerteza que rodeia o processamento de planeamento de recursos hídricos, mantém-se a necessidade de se tomarem decisões. Neste capítulo analisam-se vias para atingir o objectivo pretendido - maximização de benefícios líquidos - considerando a incerteza.

4.2 — Metodologia para incorporação da incerteza no processo de planeamento

Para se poder desenvolver o processo de planeamento de sistemas de albufeiras considerando o efeito da incerteza, torna-se necessário:

— caracterizar as incertezas quanto à sua origem;
— procurar quantificá-las e avaliar o impacto que poderão ter sobre o sistema;
— avaliar os métodos que têm sido propostos para lidar com a incerteza.

Esta análise é desenvolvida nos pontos que se seguem.

4.2.1 — *Caracterização das incertezas*

4.2.1.1 — Incerteza e risco

Incerteza e risco são dois termos que aparecem frequentemente associados e, por vezes, confundidos.

Incerteza pode ser definida como a realização potencial de acontecimentos diferentes dos esperados. *Risco* é habitualmente distinguido da incerteza por duas razões (DUCKSTEIN 1979, ROWE 1981):

— é restringida às situações em que as diferenças em relação aos valores esperados se refletem em custos no objectivo;
— é possível associar-lhe uma distribuição de probabilidades.

Incerteza pode assim ser considerado um conceito mais geral que engloba o conceito de risco, razão porque daqui em diante apenas se irá utilizar o termo *incerteza.*

4.2.1.2 — Fontes de incerteza

Através dos exemplos referidos em 4.1 já se viu algumas das múltiplas fontes de incerteza. Muitos autores têm-nas descrito e procurado fazer uma sistematização que facilite o seu tratamento.

JAMES *et al.* 1969, num estudo em que procuram estimar a importancia relativa de variáveis no planeamento dum sistema de recursos hídricos, consideram quatro categorias de incertezas: hidrológica; do modelo utilizado; económica (projecções do crescimento industrial); e na definição de objectivos sócio-políticos (fixação de critérios de qualidade da água).

ORLANDO E WEBER 1972, referindo investigação sobre problemas de incerteza desenvolvida pelo Corps of Engineers dos Estados Unidos, consideram duas grandes divisões: incerteza tecnológica (hidrologia, engenharia, economia) e incerteza estratégica (objectivos sócio-políticos).

BOGARDI 1976 considera quatro fontes principais de incerteza:

— natural: correspondente aos processos hidrológicos, económicos, políticos e sociais;
— da amostra: a informação disponível é finita e não permite o conhecimento perfeito dos processos hidrológicos e sócio-económicos;
— do modelo: o modelo é uma representação imperfeita da realidade; Bogardi inclui na incerteza do modelo a possível incorrecção dos valores económicos;
— dos valores observados: as medições de variáveis hidrológicas podem conter significativas margens de erro.

MOREL-SEYTOUX 1976 considera como fontes de incerteza, para além de fenómenos sócio-políticos extremos como guerras e revoluções:

— a aleatoriedade da natureza e as leis de probabilidades que governam o comportamento de variáveis hidrológicas e económicas;
— a ignorância do verdadeiro estado da natureza, englobando as incertezas da amostra, dos parâmetros e do modelo;
— a incerteza sobre os benefícios futuros e sobre o seu valor actual;
— a incerteza na definição dos objectivos.

SZIDAROVSKI *et al.* 1976 consideram:

— a incerteza natural, associada às variáveis hidrológicas;
— a incerteza derivada duma amostra limitada, refletindo-se na estimação de parâmetros;
— a incerteza sobre a correcção do modelo utilizado, por exemplo se a distribuição de probabilidades adoptada para caracterizar as cheias é correcta;
— a incerteza económica (incerteza dos valores de custos e benefícios).

CUNHA *et al.* 1980 consideram cinco fontes principais de incerteza:

— a incerteza relacionada com os fenómenos naturais, afectando a disponibilidade de recursos hídricos;
— a incerteza decorrente da insuficiência da informação disponível (hidrológica, económica, social, ambiental);
— a incerteza associada às dificuldades de previsão do futuro, por exemplo para definir os níveis de procura da água;
— a incerteza relacionada com as limitações da compreensão que se tem dos processos naturais, tecnológicos e económicos que condicionam os problemas de recursos hídricos;
— a incerteza sobre a validade dos modelos utilizados.

No âmbito dum problema específico — projecto de diques de protecção contra cheias—, BOGARDI e SZIDAROVSKI 1972, BOGARDI *et al.* 1975, TUNG e MAYS 1981 a, b, consideram incertezas hidrológica, hidráulica (capacidade de vazão) e geotécnica (estabilidade de taludes).

Para o problema de planeamento de albufeiras considerou-se vantajoso agrupar as incertezas do seguinte modo:

a) aleatoriedade dos processos físicos, essencialmente dos escoamentos;
b) incerteza dos parâmetros englobando a incerteza decorrente de amostras limitadas, de erros de medições, de dificuldades de previsão do futuro, de possíveis modificações de metas sócio-políticas;
c) incerteza associada aos modelos utilizados.

Na base deste agrupamento, ir-se-á analisar a importância das incertezas que afectam as diversas componentes do sistema e as vias para lidar com as incertezas.

4.2.1.3 — Análise da importância das incertezas

a) *Aleatoriedade dos processos físicos* - os fenómenos considerados são os escoamentos, a evaporação e a evapotranspiração:
— São conhecidos os escoamentos que se verificam na bacia hidrográfica nas décadas anteriores ao início do plano de aproveitamento dos recursos hídricos. Esses escoamentos apresentam habitualmente grandes flutuações, não só as

correspondentes ao ciclo anual mas também inter-anuais. Essa variabilidade natural afecta muito os resultados económicos que se podem obter. Não sendo possível prever os escoamentos que se irão registar nos vinte ou trinta anos que se seguem à implantação do sistema, apenas se pode aceitar a hipótese de que esses escoamentos derivam do mesmo processo estocástico que originou a série histórica.

— A evaporação constitui habitualmente a principal causa de perda de água nas albufeiras. Embora os coeficientes de variação dos valores de evaporação não sejam normalmente altos, os valores que se utilizam são os da evaporação subtraída da precipitação na albufeira pelo que são afectados pela grande variância da precipitação. No entanto, os volumes evaporados são uma fracção pequena quer das capacidades das albufeiras quer dos volumes destinados às várias utilizações e, por isso, não é significativo o erro que se introduz não considerando a incerteza nos valores de evaporação.

— A evapotranspiração potencial (ET_p) nas áreas irrigadas é o factor determinante nos consumos de rega. RHENALS e BRAS 1981 mostram que a incerteza na determinação da ET_p é desprezável. No entanto, a ocorrência de precipitação introduz uma componente aleatória nos consumos de rega. Apesar disso, não se irá considerar incerteza para os valores das dotações de rega quer porque praticamente não há precipitação na época de cultivo, em que as carências de água são maiores, quer por essa incerteza pode ser tratada englobando-a no parâmetro de eficiência da rega.

Diversa outra informação física utilizada pode ser considerada como tendo incerteza negligenciável, sem efeito sensível na função objectivo, ou ainda aquela cuja incerteza pode ser reduzida através de estudos adicionais sem grandes custos económicos e de tempo. Consideram-se nesta situação os valores de:

— capacidades máximas das albufeiras;
— curvas alturas-volumes armazenados e alturas-superfícies inundadas;
— volumes mortos das albufeiras;
— alturas de queda para as centrais;
— áreas máximas irrigáveis em cada bloco de rega.

b) Incerteza dos parâmetros - aqui se englobam as incertezas decorrentes da amostra, de erros de medição, das dificuldades de previsão e da modificação de metas.

— Incerteza decorrente de amostras limitadas - para além da variabilidade natural dos escoamentos, há uma incerteza adicional relativa ao conhecimento do próprio processo estocástico, visto que apenas se dispõe duma amostra com poucas dezenas de anos. Portanto, tem de se considerar que os parâmetros que caracterizam o processo estocástico dos escoamentos são incertos.

— Incerteza decorrente de erros de medições - os valores dos escoamentos são normalmente obtidos por transformação de alturas hidrométricas através duma curva de vazão *Q-h*. Na curva de vazão pode considerar-se que os caudais baixos e médios têm uma margem de erro pequena enquanto que essa margem de erro aumenta para caudais de cheias. Como não é uma análise de problemas de cheias que está em estudo mas sim o de aproveitamento dos recursos hídricos, são os caudais médios e baixos que assumem maior importância. Por tal razão, considera-se desprezável a incerteza decorrente de erros de medições.

— Incerteza decorrente das dificuldades de previsão do futuro - aqui se incluem os valores económicos e os valores de eficiência na produção de energia e na rega:

— os custos das infraestruturas hidráulicas (albufeiras, centrais hidroeléctricas, áreas de rega) têm uma incerteza relativamente pequena em relação aos benefícios, podendo até considerar-se determinísticos (HAVEMAN 1965). Esta ideia, porém, é válida apenas para projectos a serem construídos a curto prazo pois, para os projectos cuja construção se prevê para um período mais afastado do momento da decisão, a incerteza é semelhante à que afecta os benefícios;

— os benefícios, ganhos e perdas realizam-se ao longo de períodos de tempo bastante dilatados e os valores que se verificam ao longo desse período podem diferir bastante dos estimados no momento da decisão. Esta situação é particularmente verdadeira nos países em desenvolvimento cujas economias são fortemente dependentes da situação económica internacional;

— as eficiências na produção de energia e na rega são funções, para além das características do sistema instalado, de outros factores como, por exemplo, os diagramas de carga a que as centrais deverão responder, a manutenção do sistema de regadio e a preparação técnica dos agricultores que exploram o regadio.

— Incerteza decorrente de possíveis modificações de metas sócio-políticas - já se referiu o problema da incerteza sobre a variação futura dos consumos unitários destinados ao abastecimento doméstico. Em relação às metas de qualidade de água, afectadas por águas residuais urbanas, elas estão relacionadas com o nível de desenvolvimento económico e, portanto, podem ir variando de acordo com esse desenvolvimento.

c) Incerteza associada aos modelos utilizados

Os modelos utilizados na análise são apenas representações aproximadas da realidade quer porque os mecanismos que determinam os processos em estudo não são perfeitamente conhecidos, quer por necessidade de trabalhar com modelos relativamente simples, por razões de custo e de possibilidades de apreensão dos resultados obtidos. Um exemplo frequentemente apresentado relativo à incerteza associada ao modelo é o da escolha duma distribuição de probabilidades para representar a distribuição de cheias máximas anuais, WOOD e RODRIGUEZ - ITURBE 1975, BOGARDI 1976, WOOD 1978. Wood propõe a utilização de um modelo composto a partir de várias distribuições mais prováveis, atribuindo-lhes probabilidades subjectivas de serem o modelo correcto e actualizando essas probabilidades a partir da amostra pelo teorema de Bayes. BOGÁRDI 1976 refere ainda como problemas de incerteza associada aos modelos, para além da possível incorrecção de valores económicos (que aqui se preferiu tratar como incerteza de parâmetros), a hipótese de estacionariedade dos escoamentos - as sucessivas intervenções humanas como a urbanização e as mudanças na cobertura vegetal, quando realizadas sobre áreas significativas da bacia, introduzem mudanças nos regimes dos rios e até nos seus valores médios anuais, tornando as séries históricas não homogéneas. As séries passam a apresentar tendência que pode ser removida mas como não se conhece a sua forma real - linear, parabólica, etc. - introduz-se um factor adicional de incerteza.

No estudo da bacia do Rio Malema, utilizou-se para o dimensionamento o modelo de simulação, modelo em que se procurou fazer uma representação relativamente detalhada dos fluxos de água na bacia hidrográfica. Em relação a este modelo podem considerar-se alguns problemas que podem ser fontes de incerteza:

a) Admitiu-se que as séries de escoamentos prolongadas durante o período de planeamento se manteriam homogéneas. Esta hipótese afigura-se razoável nas

condições que se prevêm para o desenvolvimento da bacia do Malema, sem urbanização intensa ou abate de áreas de floresta.

b) A transformação dos escoamentos observados nas estações hidrométricas para escoamentos afluentes às albufeiras e a outras secções de interesse foi feito pelo método da proporcionalidade das áreas e considerando, entre as duas estações situadas no rio Malema, uma variação linear do módulo de escoamento para atender à diferença entre os valores de precipitação nas regiões de montante e jusante da bacia.

c) O período de discretização adoptado foi o mês. Embora seja um período reduzido, há sempre algum erro introduzido pela discretização.

d) Os volumes de evaporação nas albufeiras e as alturas de queda para as centrais foram calculadas a partir das médias dos valores inicial e final das áreas inundadas e das alturas de água, o que apenas seria exacto se o caudal afluente fosse constante ao longo do mês (e se as áreas variassem linearmente com as alturas de água).

e) A eficiência na produção de energia foi considerada constante mas, na realidade, ela varia com o caudal e com a queda útil. As curvas de rendimento apresentam patamares mais ou menos longos conforme o tipo de turbinas (QUINTELA 1981). Das cinco centrais propostas na bacia do Malema, três delas, produzindo mais de 90% de energia, têm quedas relativamente elevadas - cerca de 200, 300 e 450 metros - de forma que as variações das quedas úteis são relativamente pequenas. Por outro lado, para turbinas Francis o rendimento mantem-se elevados desde que a redução do caudal não ultrapasse os 50%.

f) Não se consideraram caudais de retorno na irrigação apesar do valor adoptado para a eficiência global da rega por gravidade -65%- não ser alto. Dos 35% não utilizados pelas plantas, parte perde-se por evaporação, parte perde-se por infiltração profunda e o restante acabará por retornar ao rio ao fim de mais ou menos tempo. Uma análise pormenorizada, a nível de projecto, permitiria identificar com boa aproximação todo o processo de infiltração, recarga de aquíferos e alimentação do escoamento de base do rio.

Este conjunto de problemas caracteriza a incerteza do modelo utilizado para o dimensionamento na bacia do rio Malema.

Uma via que permitiria avaliar da importância do erro cometido por se ignorar a incerteza do modelo seria modificar o modelo de simulação para entrar em linha de conta com os problemas que se referiram: por exemplo, tomar um período de discretização semanal, considerar curvas de rendimento na produção de energia, admitir um caudal de retorno de 10%, utilizar um método mais rigoroso na transposição dos escoamentos. Esse estudo não foi realizado. Admitiu-se que o erro introduzido por se ignorar esta incerteza era desprezável em comparação com as incertezas correspondentes à aleatoriedade dos escoamentos e com as incertezas dos parâmetros.

4.2.2 — *Métodos propostos para lidar com a incerteza*

Muitos métodos têm sido propostos para lidar com o problema da incerteza no planeamento de sistemas de recursos hídricos. Contudo, não existe uma metodologia estabelecida que se possa considerar satisfatória como é reconhecido nos "Principles and Guidelines", aprovados em 1983 pelo Water Resources Council dos Estados

Unidos, que se limitam a estabelecer algumas directivas bastante genéricas (referidas em GOODMAN 1984):

— coligir informação mais pormenorizada;
— usar técnicas analíticas mais refinadas;
— aumentar as margens de segurança nos projectos;
— escolher medidas com características de comportamento mais conhecidas;
— reduzir as afectações de recursos que sejam irreversíveis ou irrecuperáveis;
— efectuar uma análise de sensibilidade dos custos e benefícios.

4.2.2.1 — Incerteza derivada da aleatoriedade dos escoamentos

Em relação à aleatoriedade dos escoamentos, o método que tem sido proposto por sistema a partir do trabalho de THOMAS e FIERING 1962 é a utilização de *séries sintéticas* - séries geradas em computador pelo mesmo processo estocástico que se admite ter originado a série histórica -, séries de igual probabilidade de ocorrência, para testar a solução óptima determinada com a série histórica. O estudo de modelos de geração sintética tem sido feito duma forma exaustiva, existindo uma vasta bibliografia técnica sobre o assunto. Um problema directamente ligado à aleatoriedade dos escoamentos é o da incerteza dos parâmetros hidrológicos, cujo estudo se iniciou mais recentemente (VICENS *et al.* 1975). A utilização de séries sintéticas, a incorporação da incerteza dos parâmetros hidrológicos e a sua aplicação no planeamento da bacia do Malema são apresentadas em pormenor no ponto 4.3.

4.2.2.2 — Incerteza dos parâmetros

Em relação à incerteza dos parâmetros (custos, benefícios, eficiências, metas económico-sociais), muitas vias têm sido consideradas para as incorporar no processo de planeamento.

Entre os processos mais tradicionais podem referir-se:

— *análise de contingência*: os custos são majorados e os benefícios minorados;
— *limitar o horizonte de planeamento* já que a incerteza vai aumentando à medida que os acontecimentos se distanciam no futuro;
— HAVEMAN 1965, argumentando que os custos são melhor definidos do que os benefícios, e se realizam a curto prazo, enquanto os benefícios são recolhidos a longo prazo, propõe que se *majore a taxa de actualização dos benefícios e se minore a dos custos*. Este processo pode considerar-se uma nova forma de análise de contingência.

Destes processos pode dizer-se que, de facto, não resolvem o problema: a análise de contingência (mais dirigida à análise de viabilidade de projectos) não define que valores se devem utilizar para os coeficientes de majoração e minoração e pode conduzir a uma solução muito inferior para os vários futuros prováveis; a solução de limitar o horizonte de planeamento vai exactamente em sentido contrário ao pretendido.

Uma das técnicas mais utilizadas no estudo da incerteza é a *análise de sensibilidade*, que basicamente consiste na determinação das derivadas parciais do critério de avaliação da função objectivo (por exemplo, o benefício líquido actualizado) em relação aos vários parâmetros. Uma técnica que apresenta certa analogia com a análise de sensibilidade é o *método do valor de mudança* ("switching values") que consiste em determinar os valores dos parâmetros que correspondem ao limite de viabilidade. No ponto 4.4.1 discutem-se as vantagens e limitações destes dois métodos, exemplificando-se com a bacia do Malema.

SZIDAROVSKY *et al.* 1976 e BOGÁRDI 1976 apresentam um método que designam por ECUP - *Programação de Incerteza Económica* - onde se procura conjugar a incerteza natural hidrológica, derivada da aleatoriedade dos escoamentos e dos erros de amostragem, com a incerteza dos parâmetros económicos. O único exemplo de aplicação proposto é relativamente simples: dimensionar diques de protecção contra cheias de maneira a minimizar a soma dos custos de construção e as perdas devido a inundações, problema que tem apenas uma variável de decisão - a altura dos diques. A incerteza económica é incorporada assumindo que os custos e as perdas têm distribuição normal e fazendo sucessivas amostragens aleatórias nessas distribuições.

A ideia de que se deve considerar *distribuições de probabilidades de custos, benefícios e de outros parâmetros* como a produtividade do trabalho tem sido proposta por diversos autores:

— MARGLIN *et al.* 1972 consideram que se devem definir distribuições de probabilidades para todos os parâmetros considerados incertos, mesmo utilizando probabilidades subjectivas. Esta orientação tem sido também proposta pelo Banco Mundial em estudos referidos por GOODMAN 1984 nos quais se adapta a distribuição normal ou probabilidades discretas;

— NORTH 1981 propõe que se estimem três valores para cada parâmetro (benefício ou custo): mais provável, optimista e pessimista, definindo a partir deles uma distribuição triangular. Esta ideia já tinha sido sugerida por KAZANOWSKI 1972 mas adoptando uma distribuição beta;

— GOICOECHEA *et al.* 1982 também sugerem que se estimem os valores mais provável, optimista e pessimista de cada custo e cada benefício, definindo a partir deles distribuições normal ou gama.

Por esta via estes autores procuram obter a distribuição de probabilidades do critério de optimização (benefício líquido, relação benefício/custo) seja através de amostragem aleatória das distribuições de parâmetros (MARGLIN *et al.* 1972, NORTH 1981) seja por via analítica (GOICOECHEA *et al.* 1982). Estes métodos parecem bastante promissores podendo, no entanto, apontar-se duas limitações importantes:

— consideram-se todos os parâmetros como independentes, o que não é realista como se discute mais adiante;

— apenas se obtém a distribuição de probabilidades do critério de optimização mas não se analisa, de facto, como optimizar numa situação de incerteza.

Uma questão muito polémica é a utilização de *probabilidades subjectivas*, designadas desta maneira para se diferenciar do conceito clássico de probabilidade, definida como o limite para que tende a frequência relativa quando a dimensão da amostra tende para infinito. A definição clássica ou frequencista de probabilidade assenta nos pressupostos da existência duma amostra com dimensão suficiente e da estacionariedade do processo. Desta forma, por exemplo, a definição das probabilidades de escoamentos não oferece grandes dificuldades. Porém, quando as variáveis em causa são económicas e sociais, muitas vezes não existe nenhuma amostra nem a hipótese de estacionariedade é válida. Apesar disso, os agentes de decisão e os analistas possuem um conjunto difuso de informações e conhecimentos que permitem que se definam probabilidades para valores dos parâmetros. Têm sido desenvolvidas técnicas, como a da lotaria equivalente, para ajudar a definir os valores das probabilidades subjectivas. A utilização de probabilidades subjectivas tem sido defendida, sobretudo para utilização em processos de decisão, pelos autores ligados à estatística bayesiana e à teoria estatística da decisão. Uma discussão aprofundada do problema de probabilidades subjectivas é apresentada em RAIFFA 1970, capítulo 5.

A teoria da decisão, propondo critérios de decisão em condições de incerteza com base sólida em princípios lógicos, parece ser o instrumento adequado a utilizar. No entanto, devido à complexidade que envolve os problemas de planeamento de recursos hídricos, as aplicações têm-se restringido até agora a problemas limitados como o projecto de diques de protecção contra cheias (BERNIER 1982) ou o do escoamento garantido por uma albufeira (WOOD 1978). Numa recente revisão do estado dos conhecimentos, KEENEY 1982 não indica, de entre uma extensa lista de referências, uma única aplicação a problemas de planeamento de recursos hídricos.

Finalmente, uma outra via para lidar com a incerteza é a proposta por HASHIMOTO 1980 com a introdução do *critério de robustez*. Em termos gerais, a robustez é um índice de comportamento do sistema quando os valores dos parâmetros se afastam dos valores estimados. Assim, cada solução alternativa é caracterizada não apenas pelo critério de optimização (B-C,B/C) mas também pelo índice de robustez. O problema é agora o de optimização com objectivos múltiplos pois a solução que conduz ao máximo benefício económico pode não ser a mais robusta. Este método que se afigura de grande interesse é analisado no ponto 4.4.3.

A figura 4.1 resume as principais fontes de incerteza e os métodos propostos para lidar com ela.

4.3 — Consideração de incerteza hidrológica

4.3.1 — *Processo de utilização de séries sintéticas de escoamentos*

O estudo de modelos de geração sintética de escoamentos teve um enorme desenvolvimento a partir do trabalho de THOMAS e FIERING 1962, sem qualquer paralelo com os esforços investidos no tratamento de outras fontes de incerteza. A literatura técnica sobre o assunto é imensa embora incidindo em grande parte apenas na questão da capacidade de certo modelo reproduzir as estatísticas da série histórica.

As séries sintéticas têm sido utilizadas em estudos quer de operação quer de planeamento de albufeiras pois elas permitem testar a solução óptima, obtida a partir da série histórica, para diversos "futuros hidrológicos", todos com igual probabilidade. Nos problemas de planeamento de albufeiras, a utilização de séries sintéticas segue o esquema:

— selecção dum modelo de geração sintética;
— geração dum grande número de séries sintéticas com duração igual à do período de análise;
— corridas com o modelo de simulação para cada série sintética;
— obtenção em cada corrida do valor do critério de optimização e de outras variáveis, por exemplo o número de défices de irrigação ou o volume máximo de facto armazenado em cada albufeira;
— eventual modificação da solução de dimensionamento;
— definição da distribuição de probabilidades do critério B-C ou B/C.

Esta distribuição de probabilidades substitui, portanto, o valor único do critério B-C associado à alternativa adoptada caso não se considerasse a incerteza derivada da aleatoriedade dos escoamentos.

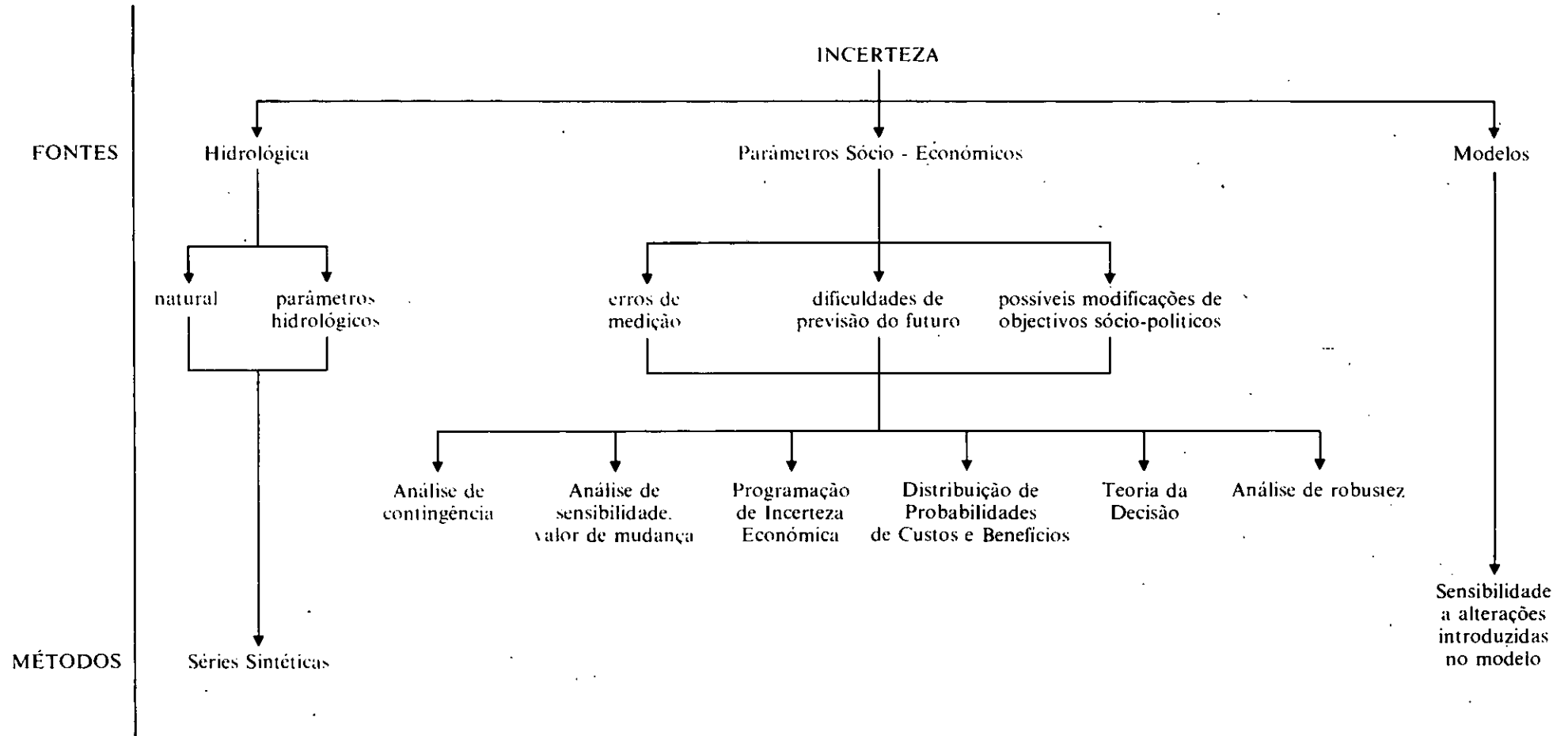



Fig. 4.1 — Fontes de incerteza e métodos de análise

4.3.2 — *Selecção do modelo de geração sintética de escoamentos*

Na bacia do Malema os escoamentos nas seis estações hidrométricas apresentam uma estrutura de correlação que deve ser preservada e, por isso, o modelo de geração sintética a utilizar tem de ser um modelo multivariado e não seis modelos univariados. No entanto, como os modelos multivariados existentes são generalizados directamente a partir de correspondentes modelos univariados, e a comparação entre modelos multivariados é extremamente cara em tempo de computador (KINDLER e ZUBEREK 1976), preferiu-se comparar duma forma mais exaustiva diversos modelos de geração univariados e generalizar o modelo seleccionado para o caso multivariado.

4.3.2.1 — Análise de alguns modelos de geração sintética univariados

Existe um grande número de modelos de geração sintética univariados referidos na bibliografia técnica, embora se deva notar que apenas um número relativamente limitado é apresentado como tendo, de facto, sido aplicado. A quase totalidade dos modelos pode ser enquadrada nas seguintes classes:

— modelos autoregressivos;

— modelos de memória longa;

— modelos ARMA (autoregressivos e de média móvel);

— modelos de desagregação.

O modelo de Stedinger recentemente apresentado (STEDINGER e PEI 1982) não se enquadra em nenhuma destas classes e será por isso tratado autónomamente na análise que se segue e em que se descrevem as características dos vários tipos de modelos.

a) Modelos autoregressivos - Estes modelos procuram reproduzir a estrutura de dependência do escoamento que ocorre num dado mês relativamente aos escoamentos ocorridos em períodos anteriores. Pela simplicidade da sua formulação têm sido até agora os modelos mais largamente utilizados em aplicações práticas: por exemplo, o modelo utilizado nos estudos de simulação pelo Hydrologic Engineering Center, dos Estados Unidos, é deste tipo (HEC 1971, 1977). Também pertencem a esta classe o primeiro modelo de geração utilizando o computador, o conhecido modelo de Thomas-Fiering, e o modelo de harmónicos, apresentado em CLARKE 1973 e YEVJEVICH 1976. Estes dois modelos, que se considera representativos da classe dos modelos autoregressivos, são descritos seguidamente em pormenor.

O *modelo de Thomas-Fiering* pressupõe que a série de escoamentos tem uma distribuição normal. Os valores mensais dos escoamentos são gerados a partir da equação seguinte

$$X_{ij} = \bar{X}_j + r_j \frac{s_j}{s_{j-1}} (X_{i,j-1} - \bar{X}_{j-1}) + s_j \sqrt{1 - r_j^2}\, \varepsilon_{i,j} \qquad \begin{matrix} i = 1, \ldots, N \text{ anos} \\ j = 1, \ldots, 12 \text{ meses} \end{matrix} \qquad (4.1)$$

em que $X_{i,j}$ é o escoamento no ano i e mês j; $\bar{X}_j$ é o escoamento médio do mês j; r_j é o coeficiente de correlação entre os valores do mês j e os do mês $j-1$; s_j é o desvio padrão dos escoamentos do mês j; $\varepsilon_{i,j}$ é uma variável aleatória normal independente $N(0,1)$. O modelo tem 36 parâmetros: médias, desvios padrão e coeficientes de correlação mensais. Na forma como é proposto, o modelo deve permitir preservar as médias e desvios padrão mensais e os coeficientes de correlação mensais de intervalo 1. Não é garantida a preservação do desvio padrão e do coeficiente de correlação anual nem de coeficientes de correlação mensais de intervalo superior a 1.

O modelo de Thomas-Fiering é um modelo de regressão dos escoamentos em cada mês sobre os escoamentos do mês anterior, adicionando-se a componente aleatória para preservar o valor da variância. O modelo é muitas vezes designado por modelo de "lag 1" ou modelo de Markov. A regressão pode considerar intervalos superiores, com um correspondente aumento do número de parâmetros: por exemplo, o modelo de intervalo 2 tem 48 parâmetros.

O *modelo de harmónicos* também considera que a série de escoamentos tem uma distribuição normal. O modelo consiste basicamente em duas componentes, uma que representa a componente determinística cíclica da série e outra que representa o processo estocástico residual.

A componente determinística, com a sua evidente ciclicidade, pode ser bem representada por séries harmónicas de Fourier:

$$V_j \cong a + \sum_{r=1}^{k} \left(b_r \cos \frac{2\pi rj}{12} + c_r \sin \frac{2\pi rj}{12} \right) \qquad j = 1,...,12 \qquad (4.2)$$

em que V_j podem ser as médias mensais $\bar{X}_j$ ou os desvios padrão s_j; a, b_r e c_r são os coeficientes da série; k é o número de harmónicos utilizados para representar a série. Os coeficientes são calculados pelas seguintes expressões:

$$a = \frac{\sum_j V_j}{12} \qquad j = 1,...12$$

$$b_r = \frac{\sum_j V_j \cos \frac{2\pi rj}{12}}{6} \qquad (4.3)$$

$$c_r = \frac{\sum_j V_j \sin \frac{2\pi rj}{12}}{6}$$

O modelo de harmónicos tem sido utilizado principalmente na modelação de séries semanais ou diárias onde séries de 52 e 365 valores são representadas por modelos com $2k+1$ parâmetros, com k normalmente inferior a 6. Esta vantagem não é tão importante no caso das séries mensais em que a série tem apenas 12 valores.

Para definir quais os harmónios a considerar, utiliza-se a técnica do *periodograma acumulado* (YEVJEVICH 1976). Sendo s_v^2 a variância de v_j, demonstra-se que a variância explicada pelo harmónico r é dada por

$$s_r^2 = \frac{b_r^2 + c_r^2}{2} \qquad (4.4)$$

e que

$$s_v^2 = \sum_r s_r^2 \tag{4.5}$$

Ordenando os harmónicos por ordem decrescente de s_r^2, é possível obter o gráfico do periodograma acumulado cujas ordenadas são (i, P_i) em que

$$P_i = \frac{\sum_{l=1}^{i} s_l^2}{s_v^2} \tag{4.6}$$

O periodograma pode normalmente ser assimilado a dois segmentos de recta com declives distintos. Consideram-se significativos apenas os harmónicos englobados no segmento de maior declive, como se indica na figura 4.2. Definido o número de harmónicos e calculados os coeficientes a, b_r e c_r é possível calcular os valores ajustados das médias e desvios padrão mensais, $\bar{X}_j^*$ e s_j^*, assim como os resíduos Z_l

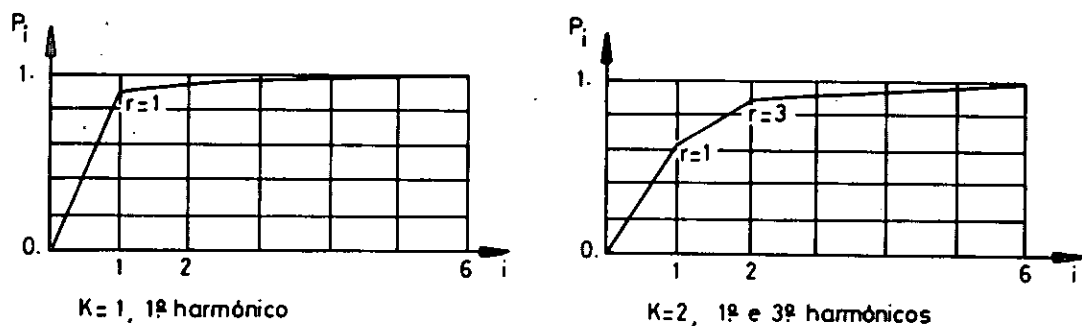



Fig. 4.2 — Selecção de harmónicos pelo método do periodograma acumulado

$$Z_l = \frac{X_{i,j} - \bar{X}_j^*}{S_j^*} \qquad l = 1, \ldots 12N \tag{4.7}$$

A série não é estacionária de 2.ª ordem porque o ajustamento das médias e desvios padrão é aproximado; por isso tem de ser padronizado para ficar com média nula e variância unitária.

$$Z_i^* = \frac{Z_i - \bar{Z}}{s_Z} \qquad i = 1, \ldots n \text{ (n. total de meses)} \tag{4.8}$$

A série Z_i^* corresponde ao processo estocástico residual. Considera-se que Z_i^*

pode ser representado por um modelo autoregressivo

$$Z_i^* = r_z Z_{i-1}^* + \sqrt{1-r_z^2}\, \varepsilon_i \tag{4.9}$$

em que r_z é o coeficiente de autocorrelação e ε_i é uma variável aleatória normal independente N (0,1).

Embora r_z seja habitualmente considerado constante, essa hipótese deve ser testada pois a transformação (4.7) pode não eliminar possíveis variações de r de mês para mês. É suficiente testar a independência da série ε_i utilizando, por exemplo, o teste de Andersen (WALLIS e MATALAS 1971). Se a hipótese de independência for rejeitada, então utilizam-se 12 valores de r_z em vez de um só.

O processo de geração sintética pelo modelo de harmónicos consiste então em:

— gerar valores Z_i^* através de (4.9) ;
— efectuar as transformações inversas de (4.8) e (4.7) :

$$Z_i = Z_i^* s_z + \bar{Z}$$

$$X_{i,j} = Z_i s_j^* + \bar{X}_j^* \tag{4.10}$$

O modelo tem poucos parâmetros, entre 9 e 36.

b) Modelos de memória longa — Estes modelos procuram preservar as características de persistência das séries de escoamentos. A persistência pode ser definida como a tendência de escoamentos elevados se sucederem a escoamentos elevados e escoamentos baixos a escoamentos baixos. Este agrupamento de valores situados acima ou abaixo da média exige albufeiras de maior capacidade para um mesmo nível de regularização dos escoamentos, visto que a capacidade é uma função directa dos diversos desvios acumulados relativamente à média. A persistência nas séries de escoamentos pode ser parcialmente explicada pelo efeito de armazenamento natural na bacia, quer em aquíferos quer em lagos.

Os modelos autoregressivos tentam reproduzir a persistência através da preservação dos coeficientes de autocorrelação de intervalo 1 e superiores.

Hurst investigou profundamente os problemas de persistência de longa duração e as suas implicações no dimensionamento de albufeiras a partir da série de caudais do rio Nilo. Utilizando essa série e outras séries geofísicas de grande extensão, Hurst chegou à seguinte expressão (HURST *et al.* 1965)

$$\frac{R}{\sigma} = \left(\frac{N}{2}\right)^K \tag{4.11}$$

em que R é o alcance ajustado - diferença entre o máximo (positivo) e o mínimo (negativo) dos desvios acumulados em relação à média; σ é o desvio padrão da série de valores anuais; N é o número de anos da série; e K é um coeficiente conhecido como "coeficiente de Hurst".

Nos modelos autoregressivos com um número finito de intervalos, quando N tende para infinito, K tende para o valor 0.5. No entanto, as séries analisadas por Hurst indicam claramente valores superiores, com um valor médio $K = 0.72$. Para superar esta incapacidade dos modelos autoregressivos de reproduzirem valores elevados do coeficiente de Hurst, foram sugeridos os modelos de memória longa, capazes de o fazer.

O modelo de memória longa mais conhecido é o *modelo do "ruido fractional Gaussiano"* (fGn - fractional Gaussian noise), apresentado em sucessivas versões por MANDELBROT e WALLIS 1969, MANDELBROT 1971, MATALAS e WALLIS 1971. Este modelo teria teoricamente uma memória infinita e, na prática, uma memória suficientemente longa, através da inclusão dum grande número de termos, para reproduzir a persistência e valores elevados do coeficiente de Hurst. A desvantagem maior do modelo é o seu gasto de tempo de computador que, segundo experiências referidas por JETTMAR e YOUNG 1975 e SRIKANTHAN e MC MAHON 1978, é 10 a 50 vezes superior ao dos correspondentes modelos autoregressivos. Uma outra dificuldade importante diz respeito à estimação do parâmetro K pois o estimador obtido a partir da expressão (4.11) tem uma grande variância.

Outro modelo menos divulgado que também procura preservar o coeficiente de Hurst é o modelo de "linha quebrada", proposto por RODRIGUEZ-ITURBE *et al.* 1972, MEJIA *et al.* 1972, que procura manter as características das sequências de valores ("runs") da série histórica. Por outro lado, O'CONNELL 1971, 1977 propôs como alternativa utilizar o modelo de Box-Jenkins ARIMA (1,0,1), capaz de reproduzir o coeficiente de Hurst mas obrigando a certos artifícios para reproduzir outras estatísticas, como o coeficiente de correlação.

Nos últimos anos, no entanto, a análise de Hurst tem sido posta em causa por alguns investigadores:

— KLEMES 1974 mostra que uma série com média não estacionária conduz a valores elevados do coeficiente de Hurst. POTTER 1979 conclui, a partir de séries longas de precipitações anuais nos Estados Unidos, que séries não homogéneas conduzem a valores elevados do coeficiente de Hurst e aponta a possibilidade de não homogeneidade das séries utilizadas por Hurst;

— GOMIDE 1978 sustenta a tese de que o fenómeno de Hurst é apenas um transiente pré-assimptótico para o valor 0.5. Enquanto esse transiente desaparece muito cedo para séries independentes, ele alonga-se muito para valores elevados do coeficiente de correlação: numa experiência com um modelo de Markov com $\rho = 0.7$, o coeficiente de Hurst tem o valor de 0.77 ao fim de 250 anos e 0.72 para 1000 anos. A mesma ideia é defendida por SALAS *et al.* 1979 que mostram que as séries geofísicas utilizadas por Hurst se situam na região transiente.

É também posta em causa a necessidade de preservar o coeficiente de Hurst para estudos de regularização de escoamentos. A comparação dos resultados obtidos no dimensionamento duma albufeira utilizando um modelo de Markov e um modelo *fGn* (JETTMAR e YOUNG 1975) ou um modelo de linha quebrada (KLEMES *et al.* 1981) mostram que as diferenças são pequenas, 5-10%, sobretudo quando o escoamento garantido não ultrapassa 60-80% do escoamento médio anual.

Parece assim poder dispensar-se a preservação do coeficiente de Hurst e, consequentemente, a inclusão dos modelos de memória longa entre os que irão ser comparados para efeitos de selecção.

c) Modelos ARMA (autoregressivos e de média móvel) - Estes modelos procuram reproduzir a estrutura de dependência da série de escoamentos, tal como os modelos autoregressivos, diferindo destes pelo facto da incorporação de componentes de média móvel permitir uma melhor reprodução de correlogramas que tenham decaimentos lentos.

Os modelos ARMA foram inicialmente apresentados por BOX e JENKINS 1970 tendo CARLSON *et al.* 1970 feito uma das primeiras aplicações deste modelo a séries de escoamentos. A sua utilização tem aumentado progressivamente.

O modelo ARMA (p, q) em que p é a ordem da componente autoregressiva e q a da componente média móvel tem a forma genérica:

$$Z_t = \phi_1 Z_{t-1} + ... + \phi_p Z_{t-p} + \varepsilon_t - \theta_1 \varepsilon_{t-1} - ... - \theta_q \varepsilon_{t-q} \qquad (4.12)$$

em que Z_t é uma variável padronizada (média nula e variância unitária); ϕ_i, θ_i são os parâmetros do modelo; ε_i é uma variável aleatória normal independente $N(0,\sigma)$.

A definição dos valores de p e q é feita a partir da análise de certas funções como a autocorrelação, autocorrelação parcial e outras propostas por BOX e JENKINS 1970, HIPEL *et al.* 1977, MC LEOD *et al.* 1977, SALAS e OBEYSEKERA 1982, que igualmente definem os processos de estimação de parâmetros. No entanto, todos estes trabalhos têm incidido principalmente na modelação de séries desprovidas de periodicidade.

De entre os modelos periódicos propostos, considera-se o sugerido em HIRSCH 1979. Hirsch apresenta um *modelo ARMA* (1,1) *periódico* dado por

$$Z_{i,j} = \phi Z_{i,j-1} + \varepsilon_{i,j} - \theta_j \varepsilon_{i,j-1} \qquad j = 1,...12 \qquad (4.13)$$

em que i e j indicam respectivamente o ano e o mês e $\varepsilon_{i,j}$ é normal independente $N(o,\sigma_j)$. Os valores de Z_{ij} são obtidos por

$$Z_{i,j} = \frac{X_{i,j} - \bar{X}_j}{s_j} \qquad (4.14)$$

Note-se que parâmetro ϕ não varia com o mês j, admitindo-se que com a transformação (4.14) os coeficientes de correlação mês a mês se mantêm aproximadamente constantes. O modelo tem assim um total de 49 parâmetros: valores de $\bar{X}_j, s_j, \sigma_j$ e θ_j além do parâmetro ϕ. ϕ é determinado de forma a minimizar o desvio entre o correlograma resultante do modelo e o correlograma da série histórica, por exemplo pelo método dos mínimos quadrados. Após a determinação de ϕ, os valores de θ_j e σ_j são calculados a partir de

$$\begin{aligned} r_j &= \phi - \theta_j \sigma_{j-1}^2 \\ 1 &= \phi r_j + \sigma_j^2 - \phi \theta_j \sigma_{j-1}^2 + \theta_j^2 \sigma_{j-1}^2 \qquad j = 1,...12 \end{aligned} \qquad (4.15)$$

em que r_j é o coeficiente de correlação entre os valores de Z_j e Z_{j-1}.

O processo de geração consiste então em gerar valores de $Z_{i,j}$ a partir de (4.13) e depois obter $X_{i,j}$ utilizando a transformação inversa de (4.14).

d) Modelos de desagregação - Estes modelos procuram preservar as propriedades estatísticas das séries em diferentes níveis de agregação, por exemplo em séries anuais e mensais.[1] Os modelos anteriormente referidos apenas preservam directamente estatísticas das séries mensais - médias, desvios padrão, correlações - ficando automaticamente preservada a média anual, mas não o desvio padrão e o coeficiente de correlação da série anual. Os modelos de desagregação tentam não só preservar todas estas estatísticas mas ainda as correlações entre escoamentos mensais e escoamentos anuais.

---

[1] A agregação tanto pode ser temporal como espacial mas neste estudo apenas se considera a agregação temporal.

Sumariamente, pode dizer-se que o processo de desagregação consiste em:

— a partir da série histórica de escoamentos anuais, seleccionar um modelo de geração sintética e utilizá-lo para gerar valores de escoamento anual;
— utilizar o modelo de desagregação para decompor cada escoamento anual em valores mensais.

Uma das primeiras propostas dum modelo de desagregação é a apresentada por MOREAU e PYATT 1970. No entanto, o grande desenvolvimento dos modelos de desagregação inicia-se com o trabalho de VALENCIA e SCHAAKE 1973, com posteriores modificações sugeridas em MEJIA e ROUSSELLE 1976, TAO e DELLEUR 1976 e HOSHI e BURGES 1979. O modelo de Valencia e Schaake e a sua utilização para extensão de séries hidrológicas (HENRIQUES e COELHO 1980) são apresentados no Anexo F. Também se pode enquadrar nos modelos de desagregação o método dos fragmentos, utilizados na URSS (SVANIDZE 1980, SRIKHANTHAN e MC MAHON 1982).

Em relação aos modelos anteriormente apresentados, os modelos de desagregação apresentam duas grandes desvantagens:

— são mais exigentes em termos de parâmetros. Para desagregar escoamentos anuais em escoamentos mensais são necessários 90 parâmetros no modelo original de Valencia e Schaake e 102 com a modificação proposta por Mejia e Rousselle. Apenas o modelo de Lane (SALAS *et al.* 1980) reduz significativamente o número de parâmetros (tem apenas 36 parâmetros) mas à custa duma grande simplificação no modelo inicialmente proposto por Valencia e Schaake[1]. Como se viu anteriormente, o modelo de Thomas-Fiering tem apenas 36 parâmetros e o ARMA (1,1) tem 49;
— são mais complexos porque obrigam a utilizar um modelo adicional para a geração de escoamentos anuais, com o correspondente esforço para seleccionar o modelo e o acréscimo do número de parâmetros.

Assim, decidiu-se não incluir os modelos de desagregação entre os que irão ser comparados para efeitos de selecção, apenas regressando a eles se se concluir que os restantes modelos são incapazes de preservar as estatísticas das séries anuais.

e) Modelo de Stedinger - Este modelo, proposto em STEDINGER e PEI 1982, pressupõe que as séries de escoamentos se adaptam a distribuições log-normal. A série X, resultando duma transformação logarítmica, é normal. O modelo procura preservar, duma forma relativamente simples, não apenas as estatísticas das séries mensais mas também as correspondentes estatísticas da série anual, sem aumentar muito o número de parâmetros (o modelo tem 60 parâmetros) e sem necessidade dum modelo adicional para gerar escoamentos anuais.

O modelo de geração é, para cada mês

$$X_{ij}=\alpha_j+\beta_j X_{i,j-1}+\gamma_j Z_{i-1}+\delta_j \sum_{s=1}^{j-1} \omega_s X_{is}+s_{\varepsilon j}\cdot \varepsilon_{i,j} \tag{4.16}$$

em que Z é uma aproximação em série de Taylor dos escoamentos anuais não transformados; ε é uma variável aleatória independente normal $N(0,1)$; s_ε é o

[1] O modelo de Lane pode ser tratado como uma simplificação do modelo de Stedinger que se apresenta mais adiante.

desvio padrão dos resíduos; ω_s são coeficientes calculados em função das médias e desvios padrão de X

$$\omega_j = \exp(\bar{X}_j + s_{xj}^2/2) \qquad (4.17)$$

α, β, γ e δ são parâmetros do modelo, obtidos a partir da série histórica por regressão linear múltipla.

O modelo de Stedinger reduz-se ao modelo de Thomas-Fiering se se excluirem as terceira e quarta parcelas. O modelo de Lane é da forma indicada em (4.16) com exclusão da quarta parcela. STEDINGER e PEI 1982 demonstram que é precisamente a introdução dessas parcelas que permite preservar a variância e a correlação dos escoamentos anuais.

São, então, escolhidos para análise subsequente e posterior selecção do modelo a adoptar os seguintes modelos univariados de geração sintética de escoamentos mensais, cujos programas de computador se apresentam no Anexo D:

— modelo de Thomas-Fiering
— modelo de harmónicos
— modelo ARMA (1,1) periódico
— modelo de Stedinger

O quadro 4.1 resume as características principais dos vários modelos analisados.

4.3.2.2 — Critérios adoptados para a selecção dum modelo de geração sintética

Para fundamentar a selecção do modelo de geração sintética, é preciso definir quais os critérios em que se baseia essa selecção. Têm sido relativamente escassos os trabalhos incidindo sobre uma análise comparativa dos diferentes modelos, podendo referir-se os de KOTTEGODA 1970, JETTMAR e YOUNG 1975, LETTENMAIER e BURGES 1977, SRIKANTHAN e MC MAHON 1980, KLEMES *et al.* 1981, STEDINGER e TAYLOR 1982a, PHIEN e VITHANA 1983.

Para um estudo essencialmente interessado no problema de regularização dos escoamentos, considerou-se necessário adoptar três tipos de critérios:

1.º) O modelo deve ser simples e ter um pequeno número de parâmetros. A simplicidade do modelo, traduzida por requerimentos modestos de capacidade de memória e de tempo de cálculo de computador, é importante pois o modelo de geração é apenas uma componente do modelo de simulação que, por seu lado, é apenas uma parte do processo global de optimização.

O modelo deve ter um pequeno número de parâmetros para que a sua calibração seja eficiente mesmo com séries históricas de curta duração, 20 a 30 anos.

Os quatro modelos que foram escolhidos para a comparação obedecem a este critério.

2.º) O modelo de geração sintética deve reproduzir as estatísticas da série histórica. Este "critério de semelhança estatística" tem sido o mais utilizado quer para aferir a validade dum modelo (MATALAS 1967, FIERING e JACKSON 1971) quer para comparar os modelos entre si (KOTTEGODA 1970, CODNER e MC MAHON 1973, JACKSON 1975, SRIKANTHAN e MC MAHON 1980). No

QUADRO 4.1

Características principais dos modelos univariados de geração sintética analisados

Modelo	Classe	Expressão	Número de parâmetros	Estatísticas preservadas
Thomas - Fiering	Autoregressivo	$X_{ij}=\bar{X}_j+r_j\frac{s_j}{s_{j-1}}(X_{i,j-1}-\bar{X}_{j-1})+s_j\sqrt{1-r_j^2}\,\varepsilon_{i,j}$	36	Médias, variâncias e correlações mensais
Harmónicos	Autoregressivo	$Z_t=r_Z Z_{t-1}+\sqrt{1-r_Z^2}\,\varepsilon_t$; $X_{i,j}=s_j^* Z_t+\bar{X}_j^*$; $\bar{X}_j^*$ e s_j^* dados por séries harmónicas	Dependente do número de harmónicos utilizados, 9 a 36	Idem
Ruído fraccional gaussiano	Memória longa	$Y_j=(H-\frac{1}{2})\sum_{u=j-M}^{j-1}(j-u)^{H-\frac{3}{2}}\varepsilon_u$	25	Médias e variâncias mensais, coeficiente de Hurst
ARMA (1,1) periódico	ARMA	$Z_{i,j}=\phi Z_{i,j-1}+\varepsilon_{i,j}-\theta_j\varepsilon_{i,j-1}$	49	Médias, variâncias e correlações mensais
Valencia-Schaake	Desagregação	$\{Y_j\}=[A]\{X\}+[B]\{v\}$	90 mais os parâmetros do modelo de geração de escoamentos anuais	Médias, variâncias e correlações mensais; estatísticas da série anual conforme o modelo adoptado
Stedinger		$X_{i,j}=\alpha_j+\beta_j X_{i,j-1}+\gamma_j Z_{i-1}+\delta_j\sum_{s=1}^{j-1}\omega_s X_{i,s}+s_{\varepsilon j}\varepsilon_{i,j}$	60	Médias, variâncias e correlações mensais e anuais

entanto, como refere JACKSON 1975, permanece em aberto o problema de quais as estatísticas que importa preservar. FIERING e JACKSON 1971 consideram a média e o desvio padrão como estatísticas fundamentais a preservar. Outras estatísticas que têm sido sugeridas para preservação são o coeficiente de autocorrelação (PERRENS e HOWELL 1972 evidenciam a sua importância) e a assimetria.

Assim, considerou-se deverem ser preservadas as médias, desvios padrão, assimetrias e coeficientes de autocorrelação das séries mensais e anuais.

3.º) O modelo de geração sintética deve conduzir a resultados similares aos da série histórica. Este "critério de semelhança de resposta" é importante mas tem sido pouco utilizado relativamente ao critério de semelhança estatística.

Em princípio, a atenção devia concentrar-se nas diferenças dos resultados económicos obtidos com os vários modelos como sugerem WALLIS e MATALAS 1972. No entanto, a dificuldade e a especificidade dessa análise económica levam KLEMES *et al.* 1981 a sugerir a utilização de critérios hidrológicos para analisar o comportamento dos modelos.

Muitos autores limitam-se a estudar o problema da capacidade da albufeira necessária para fornecer um escoamento uniforme sem falhas, como por exemplo KOTTEGODA 1970, CODNER e MC MAHON 1973, LETTENMAIER e BURGES 1977. Mais recentemente, porém, têm surgido propostas visando uma melhor caracterização da "resposta" do sistema.

Assim, KLEMES *et al.* 1981 propõem três índices: Ra, percentagem de anos em que não há falhas no escoamento uniforme a fornecer; Rm, idem referente a meses; Rv, percentagem do volume fornecido em relação ao volume pedido. STEDINGER e TAYLOR 1982a utilizam um índice R que é uma modificação do "alcance ajustado padronizado" proposto por Hurst. PHIEN e VITHANA 1983, estudando o problema duma albufeira que deve fornecer um dado escoamento uniforme, consideram como características importantes os défices máximos, a duração dos períodos de défices e excedentes e os volumes acumulados de défices e excedentes.

Para o presente estudo, considera-se que o comportamento duma albufeira de regularização é caracterizado por um certo número de atributos não redutíveis uns aos outros e que englobam os sugeridos pelos autores atrás citados. Há, no entanto, um aspecto que importa salientar porque tem sido praticamente ignorado nos estudos realizados: a necessidade de dar mais ênfase ao cálculo de capacidades para fiabilidades inferiores a 100%. Assim, foram considerados os seguintes atributos:

— capacidade necessária para garantir um escoamento uniforme, sem falhas;
— capacidade necessária para garantir um escoamento uniforme, com uma fiabilidade de 80% ;
— duração média das falhas (em meses) quando a fiabilidade é de 80% ;
— duração máxima das falhas (em meses) quando a fiabilidade é de 80% ;
— défice máximo verificado quando a fiabilidade é de 80%.

Estes cinco atributos são calculados para três níveis do escoamento uniforme a garantir: 50% , 70% e 90% do escoamento médio. Para padronizar os resultados, as capacidades e o défice máximo são divididos pelo escoamento anual da série histórica.

A comparação entre os modelos foi, assim, feita utilizando um total de 67 índices: 52 estatísticas (4 anuais e 48 mensais) e 15 índices de comportamento da albufeira. A sua descrição pormenorizada e os algoritmos de cálculo são apresentados no Anexo E.

4.3.2.3 — Séries históricas utilizadas para comparação dos modelos de geração sintética

Para comparar os quatro modelos de geração sintética, utilizaram-se duas séries da bacia do Malema, com 25 anos de duração: as das estações EL142 e E143 que apresentam valores bastante diferentes dos coeficientes de assimetria e de correlação (vidé Anexo B).

Como ambas as séries apresentam valores de assimetria significativamente diferentes de zero nas distribuições marginais de cada mês, testou-se a hipótese dessas distribuições serem log-normal de dois (LN2) ou de três (LN3) parâmetros. A hipótese foi testada utilizando o teste de χ^2, verificando-se que a hipótese não é rejeitada para o nível de confiança de 95%, como se mostra no quadro 4.2 para alguns meses. Utilizaram-se seis intervalos e os parâmetros das distribuições foram estimados pelo método dos momentos.

QUADRO 4.2

Teste χ^2 da qualidade de ajustamento de distribuições log-normal às séries mensais da bacia do Malema

Mês	Distribuição LN2			Distribuição LN3		
	EL142	E 143	$\chi^2_{0.95}$	EL 142	E 143	$\chi^2_{0.95}$
Janeiro	5.03(83)	7.75(95)		5.97(95)	5.83(94)	
Março	5.55(86)	5.19(84)	7.82	5.80(94)	3.04(78)	5.99
Julho	2.98(61)	1.76(38)		3.50(83)	3.07(78)	

Entre parênteses, indicam-se os valores p de teste em %

Embora se possam gerar números pseudo-aleatórios com distribuições assimétricas, considera-se preferível nos modelos de geração trabalhar no espaço normal e, posteriormente, transformar as séries sintéticas para o espaço original. Todos os modelos considerados adoptam o pressuposto que os valores X a serem gerados têm distribuição normal. As séries Y de escoamentos mensais com distribuição assimétrica serão obtidos através de

$$Y = \exp(X) + a \tag{4.18}$$

em que o parâmetro a é zero para a distribuição LN2.

Os resultados que se obtêm com os modelos são influenciados não só pela distribuição logarítmica adoptada mas também pelo método adoptado para calcular os parâmetros. Consideram-se quatro alternativas para o cálculo dos parâmetros:

— para a distribuição log-normal de dois parâmetros, cálculo pelo método dos momentos (LN2M) e pelo método da máxima verosimilhança (LN2V).
— para a distribuição log-normal de três parâmetros, cálculo pelo método dos momentos (LN3M) e pelo método dos quantis (LN3Q).

As expressões para o cálculo dos parâmetros estão referidas no Anexo D.

A combinação dos quatro modelos com as quatro transformações consideradas conduz a um total de dezasseis alternativas a serem comparadas, como se resume no quadro 4.3.

QUADRO 4.3
Modelos alternativos de geração sintética de escoamentos

Distribuições	Modelos			
	Thomas-Fiering	Harmónicos	ARMA (1,1)	Stedinger
LN2M	TFLN2M	HALN2M	ARLN2M	STLN2M
LN2V	TFLN2V	HALN2V	ARLN2V	STLN2V
LN3M	TFLN3M	HALN3M	ARLN3M	STLN3M
LN3Q	TLLN3Q	HALN3Q	ARLN3Q	STLN3Q

Distribuições

4.3.2.4 — Análise dos resultados de comparação dos modelos

Para fazer a comparação dos modelos, geraram-se para cada uma das dezasseis alternativas analisadas cem séries de 25 anos de escoamentos mensais. Para não introduzir uma perturbação adicional utilizou-se a mesma semente para iniciar a geração de números aleatórios em todas as alternativas.

Para cada uma das séries geradas, calcularam-se os 67 índices representativos das estatísticas e das características de armazenamento e falhas. Com base nestes cem conjuntos de valores, obteve-se as médias e os quantis de 5% , 25% , 75% e 95% dos referidos índices para cada uma das alternativas.

Quatro das alternativas apresentaram resultados muito maus e foram eliminados: HALN3M, HALN3Q, ARLN3M e ARLN3Q. Uma possível explicação para este mau comportamento é que a transformação logarítmica de 3 parâmetros retira o carácter de ciclicidade em que estes modelos, sobretudo o de harmónicos, estão baseados.

No Anexo E são apresentados quadros com os valores dos 67 índices para as séries históricas das estações EL142 e E143 e os correspondentes valores médios para cada uma das doze alternativas. São também apresentados gráficos de caixas com os valores históricos, valores médios e quantis dos modelos para alguns dos índices. Vários desses gráficos de caixas estão representados nas figuras 4.3, 4.4 e 4.5.

A observação dos quadros e das figuras permite obter uma primeira impressão sobre o mérito relativo dos vários modelos. No entanto, atendendo ao volume dos resultados a considerar, optou-se por apoiar a análise através da definição duma métrica que torne possível medir a distância entre o modelo e a série histórica. A distância entre o modelo m e a série histórica h definiu-se como sendo o valor d_m dado por

$$d_m = \sum_{i=1}^{52} d_{mi} + \frac{52}{15} \sum_{i=53}^{67} d_{mi} = dme + dma \tag{4.19}$$

em que d_{mi} é a distância entre o modelo m e a série histórica relativamente ao índice i.

$$d_{mi} = \left(\frac{V_{mi} - V_{hi}}{V} \right)^2$$
$$V = \max\{\text{abs } V_{hi}, \max_m [\text{abs } V_{mi}]\} \tag{4.20}$$

V_{mi} e V_{hi} são os valores médios do modelo m e histórico correspondentes ao índice i.

Note-se que com a definição de distância dada em (4.19) se dá o mesmo peso aos critérios de semelhança estatística e de semelhança de resposta.

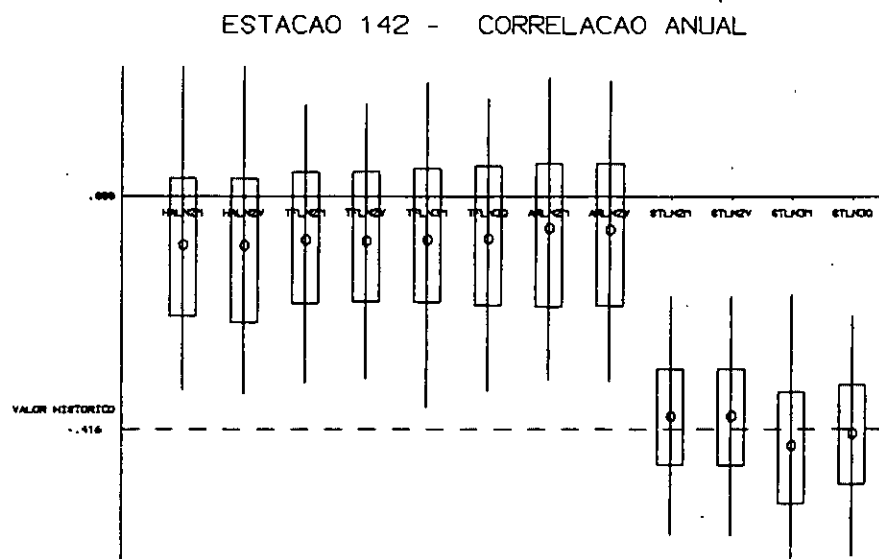
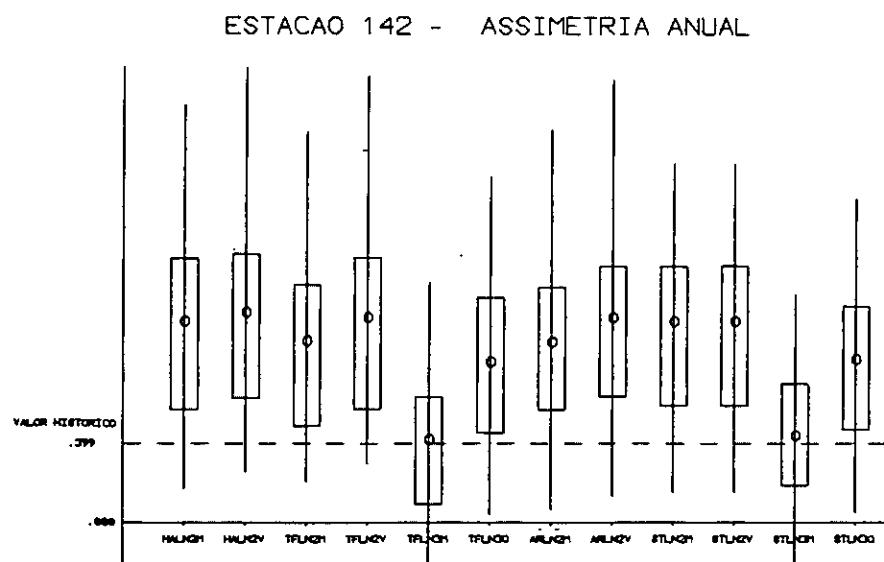
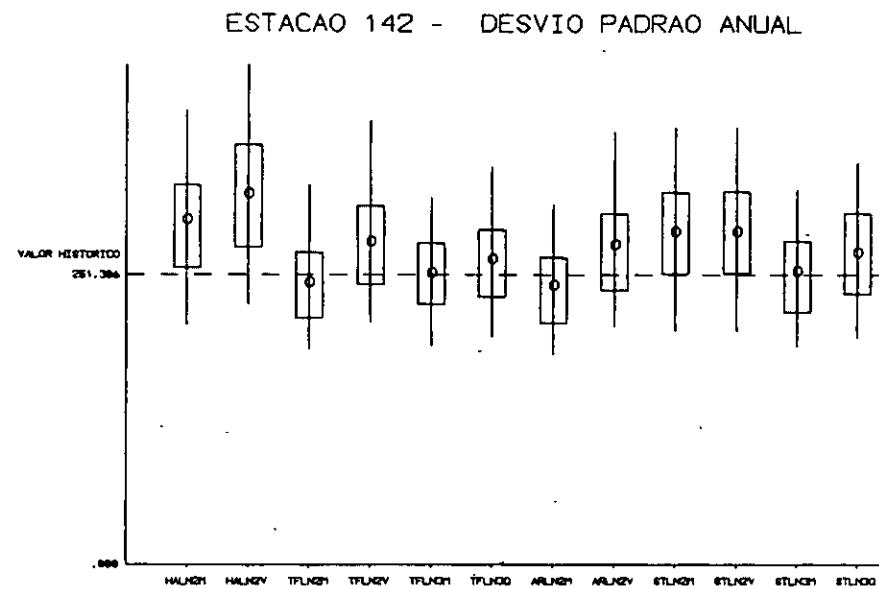
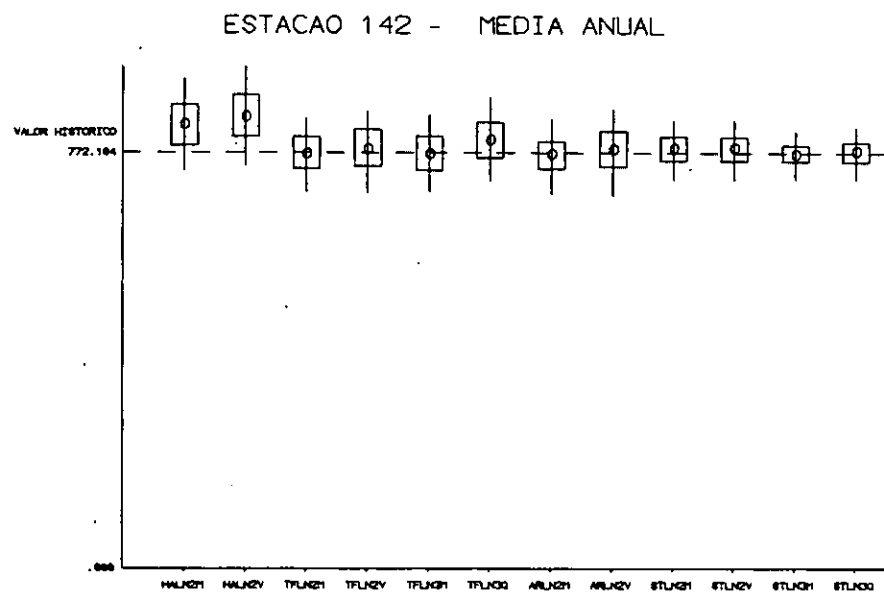



Fig. 4.3 — Gráficos de caixas de reprodução de estatísticas anuais pelos vários modelos de geração

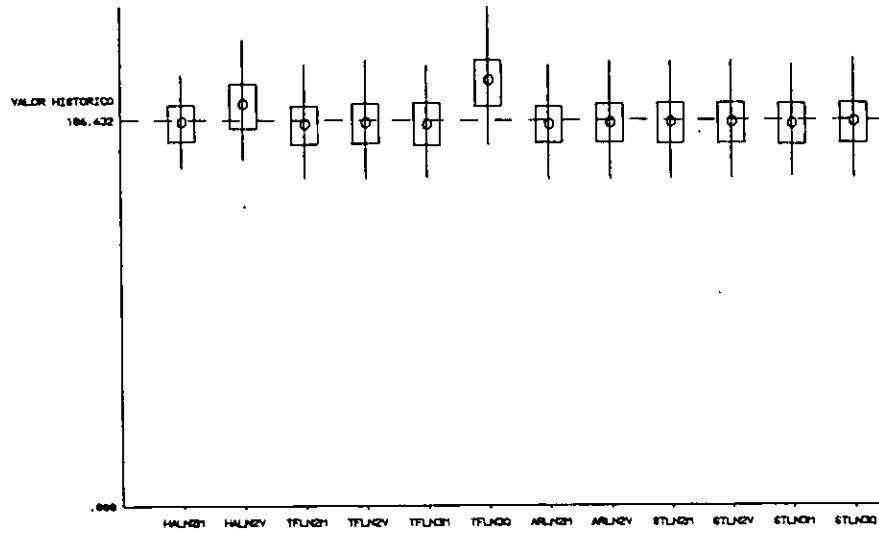
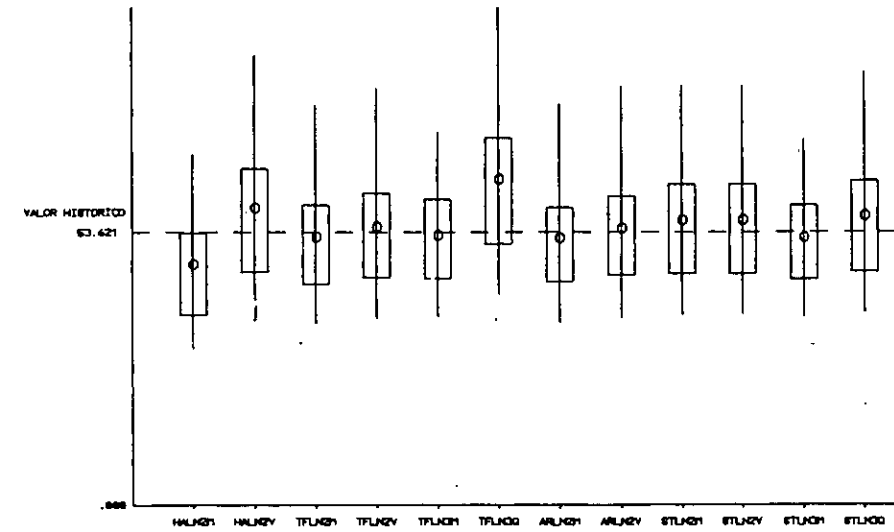
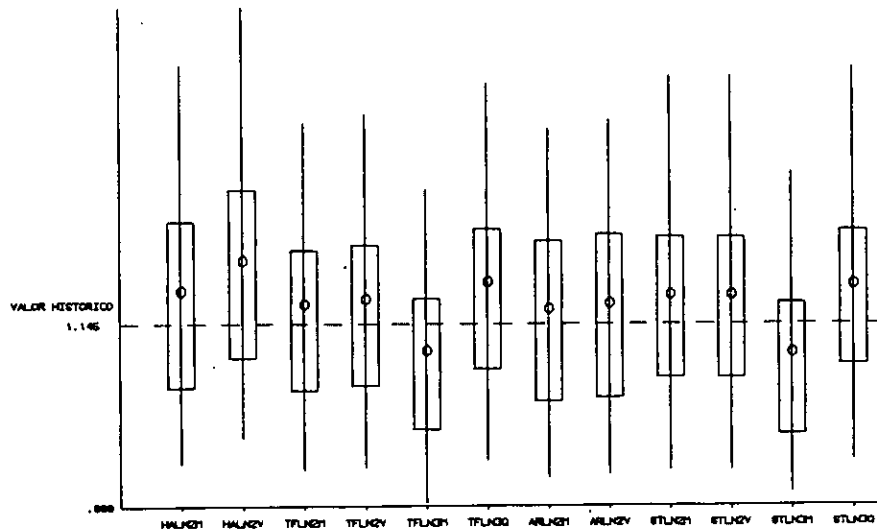
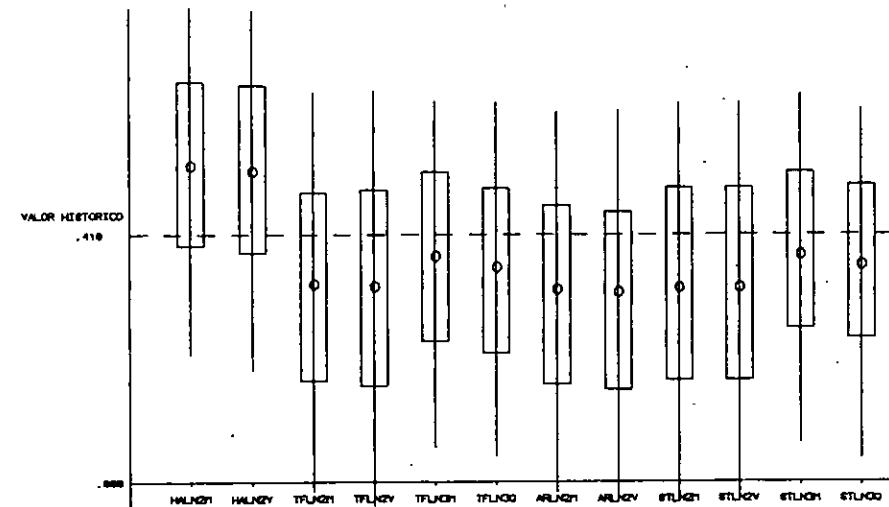



Fig. 4.4 — Gráficos de caixas de reprodução de estatísticas de um mês pelos vários modelos de geração

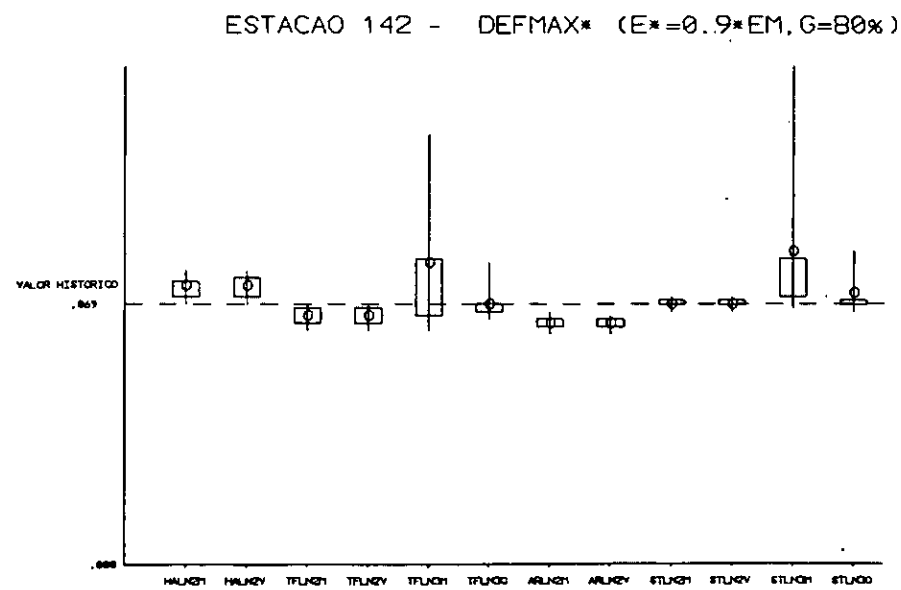
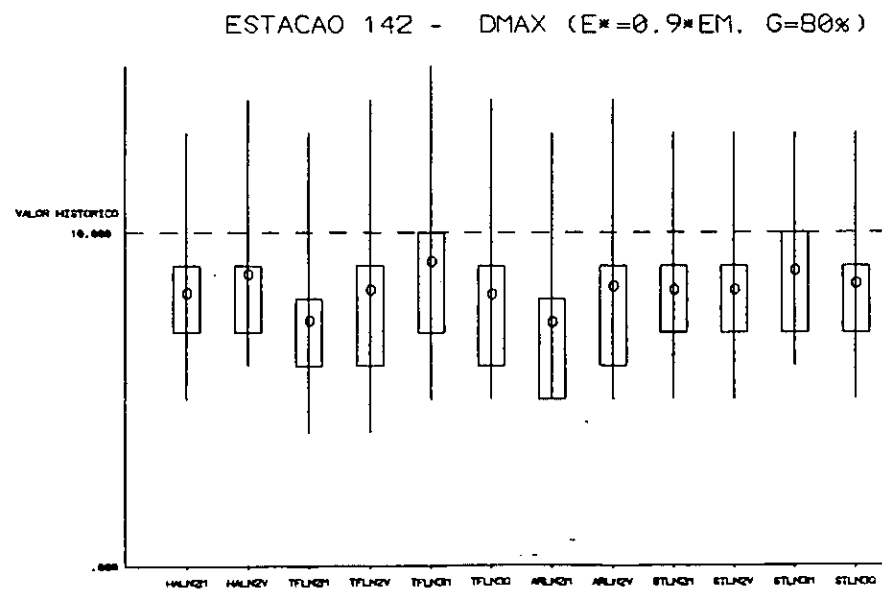
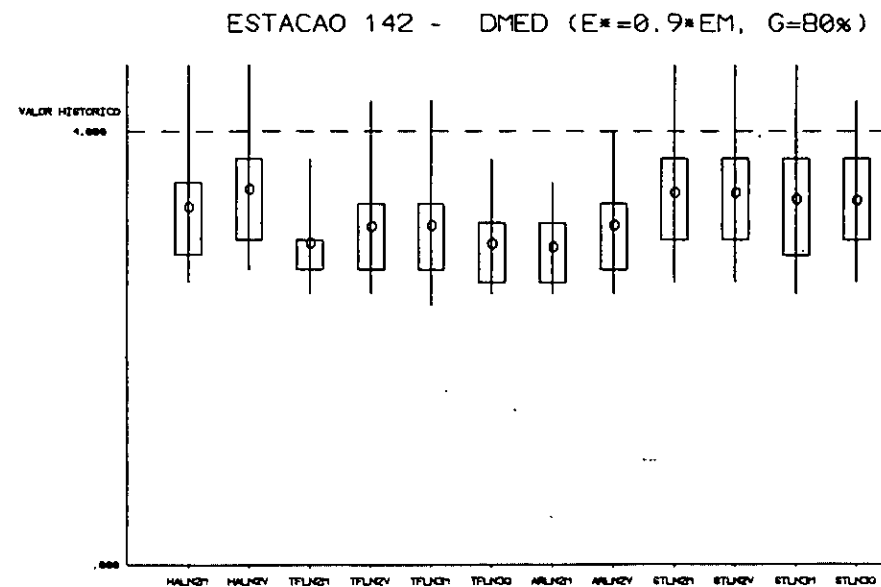
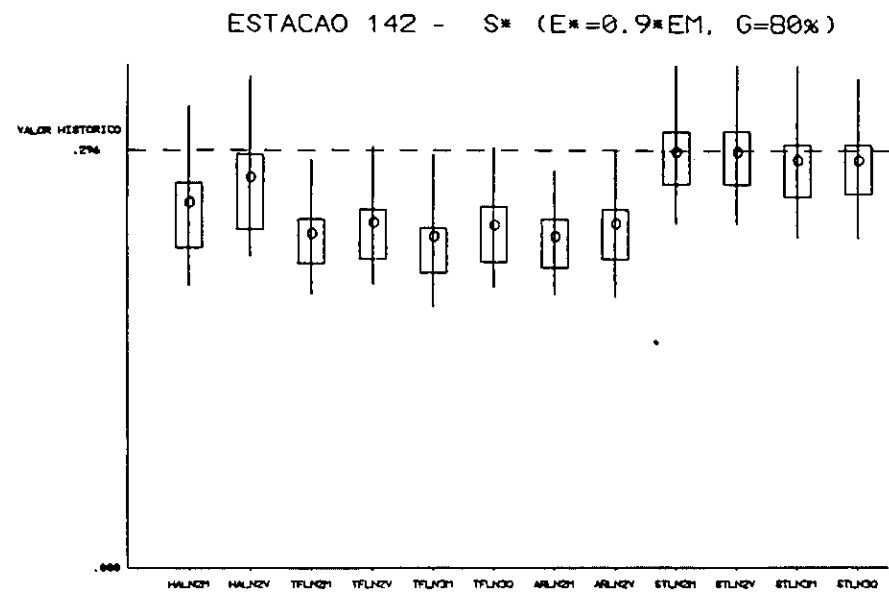



Fig. 4.5 — Gráficos de caixas de reprodução de características de armazenamento pelos vários modelos de geração

Os quadros 4.4 e 4.5 resumem a análise, apresentando as distâncias entre modelos e séries históricas para as estações EL142 e E143.

Em relação a estatísticas, verifica-se que todos os modelos excepto os de harmónicos reproduzem relativamente bem as médias e desvios padrão quer anuais quer mensais. O fraco ajustamento dos modelos de harmónicos é a contrapartida da sua economia de parâmetros. Duma maneira geral os modelos não reproduzem os coeficientes de assimetria quer anuais quer mensais. A reprodução dos coeficientes de correlação mensais é algo deficiente, sendo melhor nas alternativas dos modelos de Thomas-Fiering e de Stedinger (e nestes, nas alternativas que utilizam a transformações logarítmica de 3 parâmetros) do que nas dos modelos de harmónicos e ARMA. A reprodução do coeficiente de correlação anual apenas é conseguida pelo modelo de Stedinger.

QUADRO 4.4
Distâncias entre modelos e a série histórica da estação EL142

	Modelos											
Distâncias	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	ARLN2M	ARLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
dme	5.63	6.15	2.20	3.08	0.90	1.58	2.33	3.20	2.79	2.79	0.34	1.06
dma	0.19	0.17	0.24	0.17	0.60	0.19	0.25	0.16	0.10	0.10	0.38	0.12
dm	6.29	6.74	3.03	3.67	2.98	2.24	3.20	3.75	3.14	3.14	1.66	1.48

QUADRO 4.5
Distâncias entre modelos e a série histórica da estação E143

	Modelos											
Distâncias	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	ARLN2M	ARLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
dme	6.99	6.46	2.95	3.51	1.96	2.59	3.13	3.79	3.57	3.57	2.12	1.78
dma	0.26	0.30	0.56	0.54	1.14	0.39	0.49	0.49	0.41	0.41	0.55	0.34
dm	7.89	7.50	4.89	5.38	5.91	3.94	4.83	5.49	4.99	4.99	4.03	2.96

Em relação às características de armazenamento e falhas, os modelos comportam-se razoavelmente, aparecendo as maiores deficiências na reprodução da duração máxima das falhas. No entanto, as alternativas que utilizam a transformação LN3M conduzem a resultados muito fracos sobretudo em relação aos défices máximos.

A partir dos quadros 4.4 e 4.5 é possível tirar as seguintes conclusões:

— para a estação EL142, considerando as estatísticas, os melhores modelos são STLN3M, TFLN3M e STLN3Q; os piores são os modelos de harmónicos HALN2M e HALN2V;
— para a estação E143, também para as estatísticas, os melhores modelos são STLN3Q, TFLN3M; os piores são os modelos de harmónicos;
— em relação a armazenamento e falhas, para a estação EL142 os melhores modelos são STLN2M, STLN2V e STLN3Q; os piores são TFLN3M e STLN3M;
— para a estação E143, no estudo de armazenamento e falhas, os melhores modelos são HALN2M, HALN2V e STLN3Q; os piores são TFLN2M e TFLN3M.

Parece, assim, claro que o modelo que melhor responde aos critérios de apreciação inicialmente definidos é o modelo STLN3Q - modelo de Stedinger, transformação logarítmica de 3 parâmetros, parâmetros calculados pelo método dos quantis - já que se situa sempre entre os melhores modelos o que não acontece com nehum outro. A alternativa a considerar a seguir seria o modelo TFLN3Q - modelo de Thomas-Fiering, transformação logarítmica de 3 parâmetros, parâmetros calculados pelo método dos quantis..

Os resultados obtidos permitem extrair algumas indicações adicionais, embora seja necessário um estudo mais orientado nessas direcções para garantir que elas são correctas:

— os resultados obtidos com a transformação LN3M para o estudo de armazenamento e falhas são tão fracos que a sua utilização em estudos de regularização deve ser evitada;
— embora não se possa estabelecer uma relação directa entre os resultados dos índices de armazenamento e falhas e a boa ou má reprodução de estatísticas, fica-se com a ideia de que é importante preservar o coeficiente de correlação anual enquanto que a preservação estrita dos coeficientes de assimetria parece ser pouco importante.

4.3.2.5 — Modelo de geração sintética multivariado

Tendo-se considerado que o melhor dos modelos univariados que poderia ser aplicado às séries da bacia do rio Malema era o modelo de Stedinger STLN3Q, torna-se necessário generalizá-lo para a situação multivariada. Até ao presente desconhece-se que tal generalização do modelo de Stedinger tenha sido apresentada na bibliografia técnica.

Para testar se o modelo multivariado é aceitável, foram adoptados os seguintes critérios:

1.º) O modelo deve ser simples e ter um pequeno número de parâmetros. A manutenção dum número baixo de parâmetros é uma preocupação importante nos modelos multivariados, onde eles tendem a crescer exponencialmente com o número de séries, ao passo que a informação cresce linearmente.

2.º) Critério de semelhança estatística, i.e., reprodução das estatísticas das séries históricas. Considerou-se que o modelo multivariado deve:

— reproduzir as estatísticas básicas (média, desvio padrão, coeficiente de assimetria e coeficiente de correlação, anuais e mensais) de cada série histórica individualmente;
— reproduzir a estrutura de correlação entre as séries históricas.

3.º) Critério de semelhança de resposta, i.e., conduzir a resultados similares aos das séries históricas. Considerou-se que o modelo multivariado deve:

— reproduzir as características de armazenamento, indicadas em 4.3.2.2, para cada série histórica individualmente;
— reproduzir as características de armazenamento duma albufeira fictícia para onde afluem todos os escoamentos, usando a teoria dos "ganhos sinergísticos" apresentada por HIRSCH *et al.* 1977. Definem-se ganhos sinergísticos como sendo o acréscimo de benefícios devido à operação conjunta dum sistema de albufeiras em relação aos benefícios obtidos com a operação independente de cada albufeira. Um limite superior desses ganhos sinergísti-

cos pode ser determinado substituindo as várias albufeiras por uma albufeira fictícia cuja capacidade seja a soma das capacidades das albufeiras e à qual afluam todos os escoamentos.

Uma primeira tentativa de estabelecer um modelo multivariado a partir do modelo STLN3Q é, utilizando a notação matricial convencional,

$$\left\{X_{i,j}^{m}\right\}=\left\{\alpha_{i}^{m}\right\}+\left[\beta_{j}^{m,n}\right]\left\{X_{i,j-1}^{n}\right\}+\left[\gamma_{j}^{m,n}\right]\left\{Z_{i-1}^{n}\right\}+$$

$$+\left[\delta_{j}^{m,n}\right]\left\{\sum_{s=1}^{j-1}\omega_{s}^{n}X_{i,s}^{n}\right\}+\left\{s_{j}^{m}\right\}^{\mathrm{T}}\left\{\varepsilon_{i,j}^{m}\right\} \qquad (4.21)$$

Os coeficientes e parâmetros são definidos da mesma maneira que para o modelo univariado. m e n representam as diversas séries.

Enquanto que o modelo univariado de Stedinger tem 5 parâmetros por mês e por cada série, o modelo multivariado da equação (4.21) emprega 2+3 * n. de séries por mês e por cada série. Este total de parâmetros é muito elevado: no caso da bacia do Malema, com 6 séries, o modelo teria 20 * 6=120 parâmetros por mês, dispondo-se para a sua estimação apenas de 6 * 25 (anos)=150 valores, o que é insuficiente. Por esta razão, considerou-se que o modelo representado por (4.21) não respondia ao critério do pequeno número de parâmetros. Testes preliminares efectuados com o modelo mostraram resultados sofríveis e bastante instáveis.

O modelo representado em (4.21) é bastante pesado em número de parâmetros porque procura preservar:

— as correlações entre os escoamentos mensais $X_{i,j}^{m}$ e $X_{i,j}^{n}$ $\forall$ m,n
— as correlações entre os escoamentos mensais X_{ij}^{m} e $X_{i,j-1}^{n}$ $\forall$ m,n
— as correlações entre os escoamentos mensais X_{ij}^{m} e anuais Z_{i-1}^{n} $\forall m,n$.

Para estudar uma alternativa ao modelo definido por (4.21) menos exigente em parâmetros, fez-se uma análise dos resíduos das séries históricas, dados por

$$v_{i,t}^{m}=X_{i,t}^{m}-\alpha_{t}^{m}-\beta_{t}^{m}X_{i,t-1}^{m}-\gamma_{t}^{m}Z_{i-1}^{m}-\delta_{t}^{m}\sum_{s=1}^{t-1}\omega_{s}^{m}X_{i,s-1}^{m} \qquad (4.22)$$

Confirmou-se que os resíduos de cada série têm, em cada mês, média e coeficiente de autocorrelação nulos.

As matrizes de correlação cruzada entre as várias séries mostraram que:

— as correlações cruzadas de intervalo 1 são baixas e podem ser desprezadas;
— as correlações cruzadas de intervalo 0 são bastante mais elevadas e devem ser preservadas, garantindo a reprodução das correlações cruzadas de intervalo 0 entre escoamentos mensais.

A preservação das correlações de intervalo 0 é feita pela introdução de variáveis aleatórias $v_{i,j}^{m}$ dadas por

$$\left\{v_{i,j}^{m}\right\}=\left[B_{j}^{m,n}\right]\left\{\varepsilon_{i,j}^{n}\right\} \qquad (4.23)$$

em que $\varepsilon\equiv N[0,1]$ e as matrizes B são obtidas a partir de

$$[B]\,[B]^{\mathrm{T}}=[M_{o}] \qquad (4.24)$$

sendo M_o a matriz de variâncias - covariâncias dos resíduos, utilizando o método proposto em MATALAS 1967 e YOUNG 1968.

Chegou-se assim ao seguinte modelo multivariado:

$$X^m_{i,j} = \alpha^m_{i,j} + \beta^m_{i,j}\, X^m_{i,j-1} + \gamma^m_j\, Z^m_{i-1} + \delta^m_j \sum_{s=1}^{j-1} \omega^m_s\, X^m_{i,s} + v^m_{i,j} \qquad (4.25)$$

O número de parâmetros do modelo é de 4.5+0.5*n. de séries, por mês e por cada série, ou seja, no caso do Malema, 45 parâmetros por mês em lugar dos 120 exigidos pelo modelo dado por (4.21).

Tal como se fez para os modelos univariados, o modelo multivariado foi testado com a geração de cem séries multivariadas de 25 anos cada, obtendo-se os seguintes resultados:

a) Critérios de semelhança estatística

— a reprodução das estatísticas básicas da cada série é muito boa, equivalente à que se obtinha com o modelo univariado;

— consegue-se uma reprodução aceitável da matriz de variâncias-covariâncias dos escoamentos mensais, como se pode ver no Anexo *E* comparando os valores históricos com os valores médios das séries sintéticas;

— a reprodução da matriz de correlações dos escoamentos anuais é bastante fraca.

b) Critérios de semelhança de resposta

— obtem-se uma boa reprodução das características de armazenamento de cada série individualmente, equivalente à que se obtinha com o modelo univariado;

— a reprodução das características de armazenamento numa albufeira fictícia onde afluissem todos os escoamentos é bastante boa, como se pode constatar comparando os quadros 4.6 (valores históricos) e 4.7 (valores sintéticos).

Com estes resultados, o modelo multivariado de geração sintética de séries de escoamentos mensais dado por (4.25) foi considerado satisfatório.

O modelo multivariado implementado no DEC-10 gasta cerca de 4 segundos cpu no cálculo dos parâmetros e cerca de 15 segundos cpu para gerar cada série sintética.

QUADRO 4.6

Características de armazenamento e falhas numa albufeira fictícia - séries históricas

Escoamento	S*,g = 100%	S*,g = 80%	Dmed,g = 80%	Dmax,g = 80%	Defmax,g = 80%
0.5Em	0.168	0.049	2.609	5	0.034
0.7Em	0.387	0.128	2.609	5	0.050
0.9Em	0.902	0.253	3.0	7	0.066

QUADRO 4.7

Características de armazenamento e falhas numa albufeira fictícia - médias de cem séries sintéticas

Escoamento	S*,g = 100%	S*,g = 80%	Dmed,g = 80%	Dmax,9 = 80%	Defmax,g = 80%
0.5Em	0.157	0.050	2.454	4.47	0.035
0.7Em	0.341	0.128	2.473	5.16	0.051
0.9Em	0.762	0.256	2.788	7.03	0.067

4.3.3 — *Impacto da incerteza hidrológica na função objectivo*

A utilização mais importante das séries sintéticas é a obtenção duma distribuição de probabilidades do critério de optimização (benefício líquido anual médio - *BLAM*) em vez do valor único dado pela utilização apenas da série histórica, *BLAM**.

Para a obtenção dessa distribuição de probabilidades, geraram-se cem séries sintéticas multivariadas utilizando o modelo dado em (4.25) e, para cada uma das séries sintéticas, fez-se uma corrida com o modelo de simulação, sendo os valores adoptados para capacidades das albufeiras, potências das centrais e áreas irrigadas os da solução óptima obtida no capítulo 3. Obtiveram-se assim 100 valores de *BLAM*, permitindo definir o histograma que se representa na figura 4.6 e no quadro 4.8.

QUADRO 4.8

Distribuição de valores de BLAM para cem séries sintéticas

Intervalo (10^6Mt)	464	454	444	434	424	414	404	394	384	374
N.º de valores	56	18	12	5	4	3	1	0	1	0

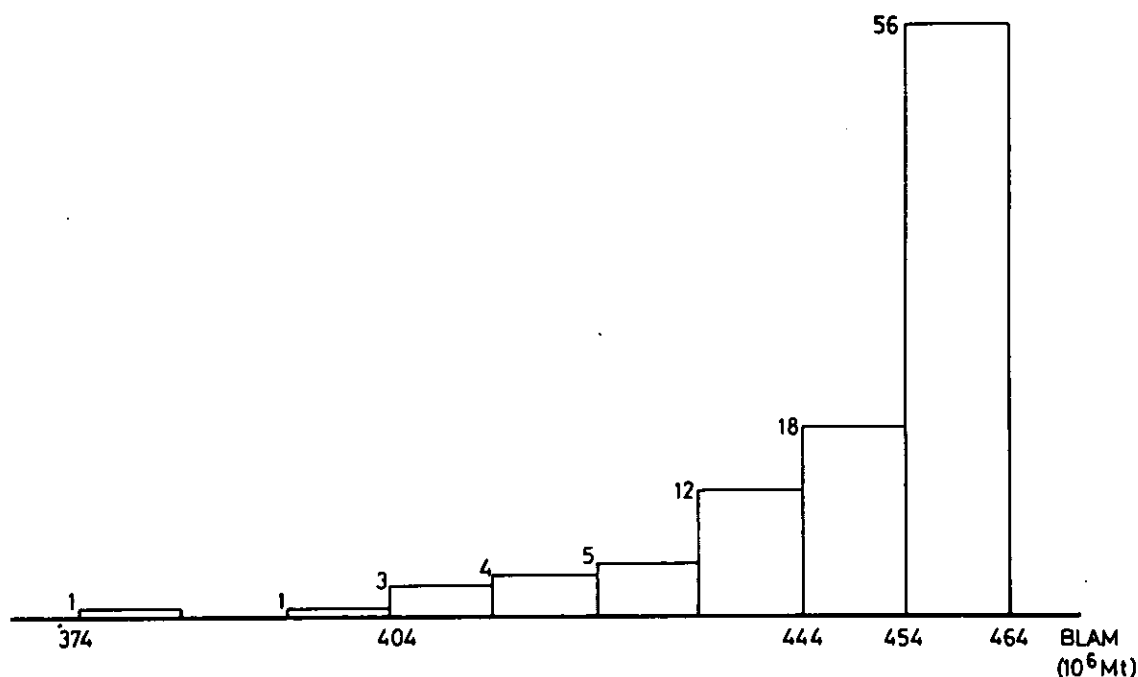



Fig. 4.6 — Histograma dos valores de BLAM para cem séries sintéticas

A análise dos resultados obtidos com a simulação das cem séries sintéticas permite evidenciar alguns aspectos interessantes:

1.º) A distribuição de probabilidades que se poderia derivar do histograma tem uma grande assimetria negativa. O valor de *BLAM* obtido com a série histórica foi de 459 mil contos, portanto as séries com maiores escoamentos não conduziram a um aumento do *BLAM* superior a 1% enquanto que a série com escoamentos mais baixos conduziu a uma diminuição do *BLAM* de cerca de 20%. As razões para este facto assentam na assimetria dos valores que correspondem aos ganhos por excessos de produção e às perdas por défices em que as perdas unitárias são muito superiores aos ganhos unitários. Esta situação tem carácter geral pois os

défices são sempre penalizados enquanto que a água em excesso é muito dificilmente aproveitável (para não se referir os prejuízos que as cheias podem causar) e, portanto, o histograma tenderá a ter sempre uma forma similar à da figura 4.6. Claro que numa situação em que, por exemplo, a energia secundária tenha um preço unitário mais elevado o histograma pode estender-se mais para a direita mas a assimetria negativa será, mesmo assim, evidente.

2.º) Utilizando a variável $Y = 464 - BLAM_{sint}$ em que $BLAM_{sint}$ são os valores do benefício líquido anual médio obtidos com as séries sintéticas, pode escrever-se:

$$
\begin{aligned}
P\,(Y > 0.20\ BLAM^*) &\cong 1\% \\
P\,(Y > 0.10\ BLAM^*) &\cong 7\% \\
P\,(Y < 0.02\ BLAM^*) &\cong 55\%
\end{aligned}
\qquad (4.26)
$$

3.º) Pela sua forma, o histograma sugere que a variável transformada Y pode seguir a distribuição exponencial

$$f(Y) = \lambda e^{-\lambda y} \qquad (4.27)$$

com média $1/\lambda$ e variância $1/\lambda^2$.

Determinou-se $\lambda = 1/14$. A qualidade do ajustamento foi avaliada com o teste do χ^2 não tendo a hipótese da distribuição ser exponencial com $\lambda = 1/14$ sido rejeitada ao nível de confiança de 95%. O valor da estatística do teste era de 3.80 enquanto que $\chi^2_{0.95}$ era 9.49, sendo o valor p de teste igual a 43%.

Por conseguinte, o valor esperado de *BLAM* considerando a incerteza dos escoamentos será E (*BLAM*) = 464 - E (Y) = 450 com uma variância igual a 196.

Embora não se tenha comprovado numericamente, parece lógico que uma solução de dimensionamento mais conservadora, por exemplo com menores áreas de rega ou com albufeiras de maior capacidade, conduzirá a um valor esperado mais baixo e a uma diminuição da variância.

4.3.4 — *Consideração sobre a incerteza dos parâmetros hidrológicos*

Os resultados obtidos no ponto anterior que exprimem que a incerteza hidrológica origina que o *BLAM* tenha uma distribuição exponencial, não incorporam o efeito da incerteza dos parâmetros hidrológicos. Com efeito, os parâmetros do modelo de geração utilizado são obtidos a partir duma amostra limitada e, portanto, pode considerar-se que os valores dos parâmetros são apenas uma estimativa dos valores da população. Por isso, ao estudar a incerteza hidrológica há que considerar não apenas a correspondente à variabilidade natural dos escoamentos (que se irá designar por incerteza hidrológica natural) mas também a incerteza dos parâmetros hidrológicos.

4.3.4.1 — Métodos para considerar a incerteza dos parâmetros hidrológicos

Nos últimos anos têm sido apresentados trabalhos em que se procura incorporar a incerteza dos parâmetros hidrológicos, podendo referir-se em relação a problemas de dimensionamento de albufeiras os trabalhos de VICENS *et al.* 1975, VALDÉS *et al.* 1977, DAVIS 1977, WOOD 1978 e STEDINGER e TAYLOR 1982b.

O problema pode definir-se em termos gerais como a necessidade de considerar, em lugar duma distribuição de probabilidades dos escoamentos $f\,(Y|\theta)$ em que os parâmetros θ se admitem como certos, uma distribuição

$$\tilde{f}(Y) = \int_\theta f\,(Y|\theta)\cdot g\,(\theta) d\theta \qquad (4.28)$$

em que $g(\theta)$ é a densidade de probabilidade dos parâmetros θ.

WOOD 1978 e VICENS *et al.* 1975 mostram, através de exemplos, que o dimensionamento de albufeiras considerando $\tilde{f}(Y)$ conduz a melhores resultados económicos. Wood obtém $\tilde{f}(Y)$ por um processo equivalente à integração numérica enquanto VICENS *et al.* 1975 obtêm uma expressão analítica para $\tilde{f}(Y)$ mas trabalhando com um modelo muito simples - autoregressivo $AR(1)$ para séries anuais. VALDÉS *et al.* 1977 também obtêm uma expressão analítica para $\tilde{f}(Y)$ para o caso multivariado, igualmente com o modelo $AR(1)$ anual, mas DAVIS 1977 mostra que a solução obtida não é exacta. Todos estes autores consideram apenas séries anuais. STEDINGER e TAYLOR 1982b estudam o problema com séries mensais obtidas por desagregação a partir dum modelo $AR(1)$ anual mas a incerteza dos parâmetros é considerada apenas no modelo anual.

Os resultados obtidos por estes autores evidenciaram dois aspectos importantes como resultado da inclusão da incerteza dos parâmetros hidrológicos:

— para se alcançarem dadas metas são necessárias capacidades de albufeiras superiores às que se obteriam considerando apenas a incerteza natural;
— a variância dos resultados (benefícios, fiabilidade) aumenta.

O tratamento rigoroso do problema da incerteza dos parâmetros hidrológicos é extremamente complexo quando se consideram modelos multivariados aplicados a séries mensais e, que se saiba, não foi tentado até agora. Torna-se necessário, por isso, considerar aproximações que possibilitem de alguma forma evidenciar quantitativamente o impacto da incerteza dos parâmetros hidrológicos no dimensionamento dum sistema de albufeiras.

O processo padrão a adoptar seria o seguinte (VICENS *et al.* 1977):

— definir, a partir da amostra, a distribuição multivariada dos parâmetros θ;
— extrair dessa distribuição multivariada um grande número de amostras;
— para cada amostra (conjunto de valores de θ), gerar uma série sintética para o estudo de simulação. As séries sintéticas assim geradas já incorporam a incerteza dos parâmetros hidrológicos.

A grande dificuldade deste processo reside exactamente na definição da distribuição multivariada dos parâmetros. Foram estudados dois métodos para superar esta dificuldade:

1.º) Método indirecto, proposto por STEDINGER 1980 que consiste em
— ajustar um modelo M_o à série histórica;
— com o modelo M_o gerar n séries sintéticas S_o;
— cada uma das séries sintéticas S_o é utilizada apenas para determinar os parâmetros de novos modelos M_1 do mesmo tipo que M_o;
— utilizar cada um dos n modelos M_1 para gerar uma série sintética S_1. As n séries sintéticas S_1 já incorporam desta maneira a incerteza dos parâmetros hidrológicos.

Este método indirecto obriga a gerar o dobro do número de séries sintéticas que se pretendem utilizar sendo, portanto, relativamente dispendioso em tempo de computador.

2.º) Método proposto por DRAPER e SMITH 1981, baseado numa análise de regressão linear multivariada. Se a regressão fôr expressa por

$$\{Y\} = \{\theta\} [X] + \{\varepsilon\} \tag{4.29}$$

e se os resíduos tiverem uma distribuição normal, os parâmetros θ têm uma distribuição normal multivariada com médias $\bar{\theta}$ e matriz de variância-covariância dada por $(X^T X)^{-1} \sigma_\varepsilon^2$.

O modelo de Stedinger multivariado é, de facto, uma regressão linear múltipla e a hipótese de normalidade dos resíduos não é rejeitada.

Este método é bastante mais económico de que o método do Stedinger, em termos de tempo de computador, pois a amostragem a partir duma distribuição multivariada é bastante mais rápida do que a geração duma série sintética multivariada para a obtenção desses parâmetros. No caso da bacia do Malema, o método de Draper e Smith exige cerca de 20 segundos de cpu contra 30 segundos do método Stedinger.

4.3.4.2 — Resultados obtidos com a incorporação da incerteza dos parâmetros hidrológicos

Foram geradas cem séries sintéticas por cada um dos dois métodos referidos no ponto anterior, efectuando-se as correspondentes corridas do modelo de simulação para a solução óptima obtida no capítulo 3. Definiram-se assim novas distribuições dos valores de *BLAM* que se representam na figura 4.7 em conjunto com a distribuição correspondente a não se considerar a incerteza dos parâmetros hidrológicos.

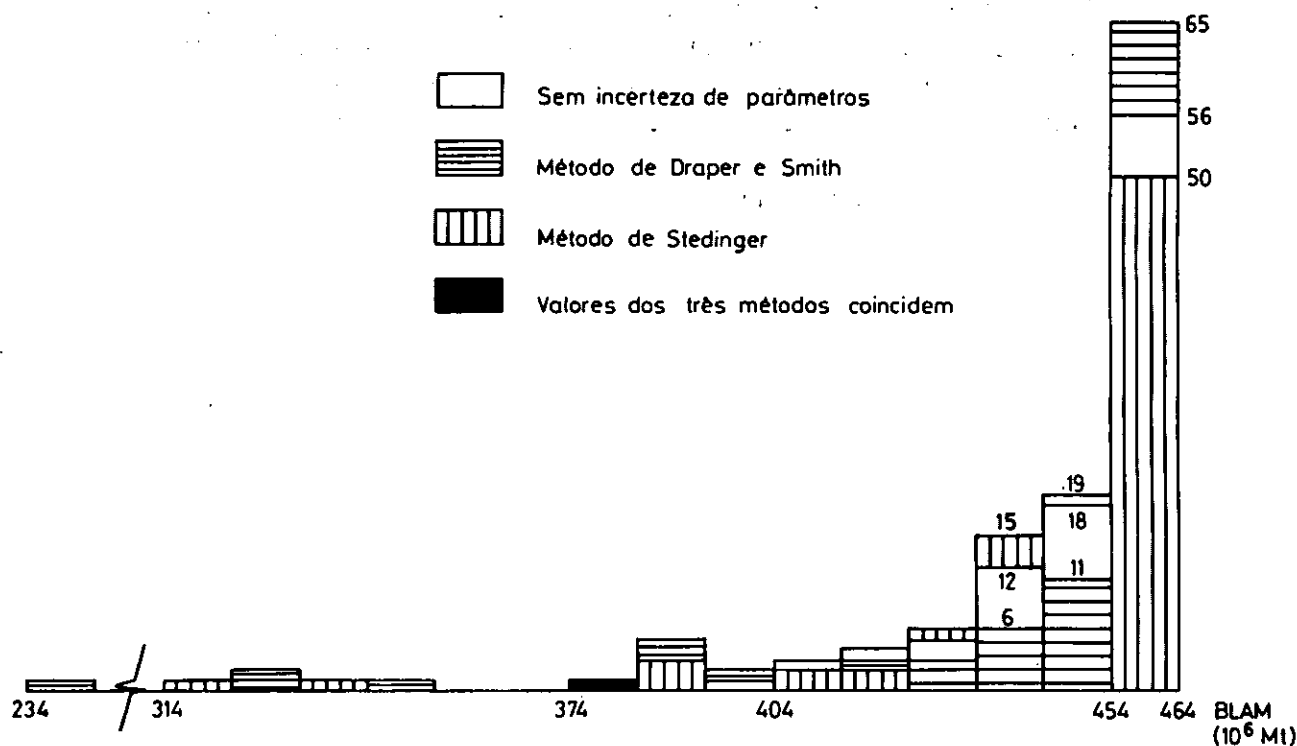



Fig. 4.7 — Distribuição de BLAM: efeito da incerteza dos parâmetros hidrológicos

Comparando os resultados obtidos nas simulações em que se considera ou não a incerteza dos parâmetros hidrológicos, podem tirar-se as seguintes conclusões:

1.º) a inclusão da incerteza dos parâmetros hidrológicos não modifica a forma genérica da distribuição dos valores de *BLAM*.

2.º) por outro lado, essa inclusão faz com que surjam valores muito mais baixos de *BLAM*. Enquanto considerando apenas a incerteza natural o mínimo valor de

BLAM registado era de 376 (cerca de 80% do valor de *BLAM* para a situação sem incertezas), o método de Stedinger conduz a um mínimo de 316 (cerca de 70%) e o método de Draper e Smith a 238, cerca de 50% do valor de *BLAM* ignorando a incerteza hidrológica. Pode ainda escrever-se que pelo método de Stedinger

$$\begin{aligned} P\,(Y > 0.20\ BLAM^*) &\simeq 3\% \\ P\,(Y > 0.10\ BLAM^*) &\simeq 9\% \\ P\,(Y < 0.02\ BLAM^*) &\simeq 50\% \end{aligned} \tag{4.30}$$

e pelo método de Draper e Smith

$$\begin{aligned} P\,(Y > 0.20\ BLAM^*) &\simeq 5\% \\ P\,(Y > 0.10\ BLAM^*) &\simeq 13\% \\ P\,(Y < 0.02\ BLAM^*) &\simeq 65\% \end{aligned}$$

Embora os resultados pelos dois métodos não sejam inteiramente concordantes, indicando ser necessário realizar experiências mais intensivas, eles mostram-se coerentes no sentido de apontar o aumento da probabilidade de valores baixos de *BLAM* e duma probabilidade de 50% a 60% para valores de *BLAM* praticamente coincidentes com o valor correspondente a situação em que se ignora a incerteza hidrológica.

3.º) A adaptação de distribuições de probabilidades é bastante mais difícil, devido ao lento decaimento de *Y*. Para a distribuição obtida pelo método de Draper e Smith a hipótese de ser uma distribuição exponencial foi rejeitada pelo teste do qui-quadrado ao nível de confiança de 95%. Para a distribuição obtida pelo método de Stedinger adaptou-se uma distribuição exponencial com $\lambda = 1/21$. Esta hipótese não foi rejeitada nem pelo teste do qui-quadrado nem pelo teste de Kolmogorov-Smirnov, para um nível de confiança de 95%. No entanto, o ajustamento não é muito satisfatório como se pode verificar na figura 4.8 comparando as funções de distribuição cumulativa empírica e do modelo.

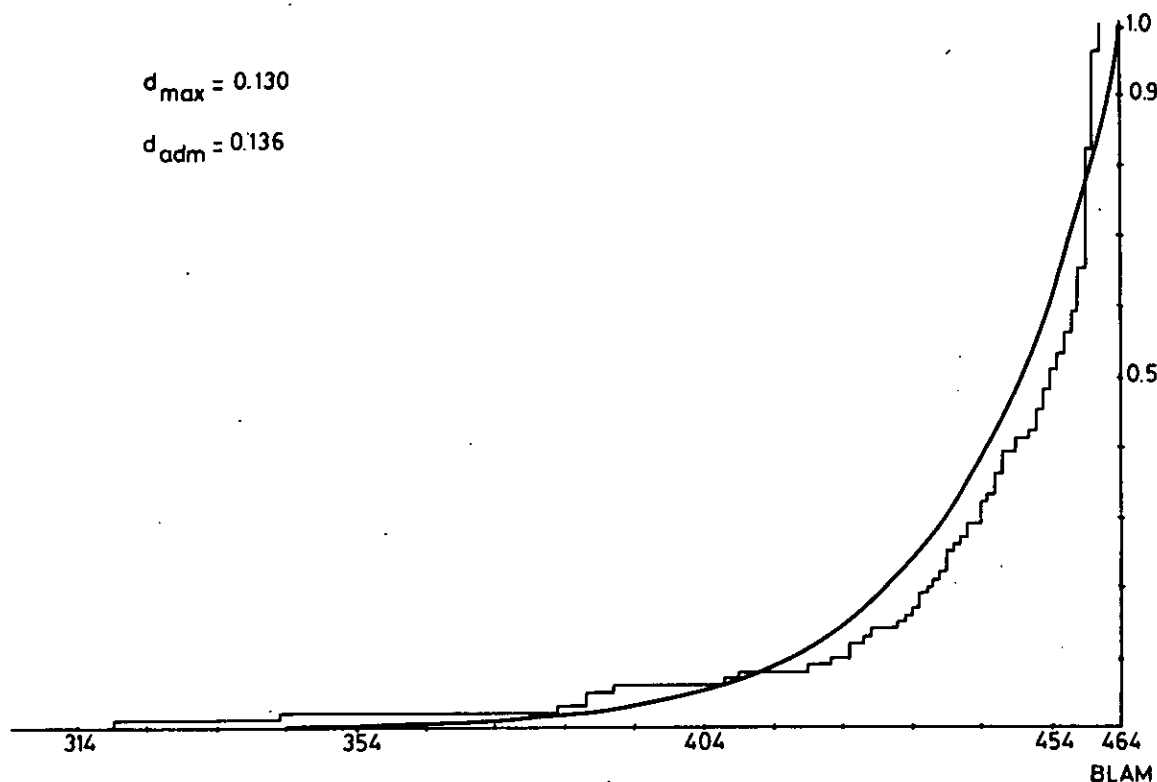



Fig. 4.8 — Comparação entre as fdc de BLAM empírica e teórica (teste de Kolmogorov-Smirnov)

4.3.5 — *Conclusões sobre a utilização de séries sintéticas*

O ponto fundamental a reter na utilização de séries sintéticas é que elas permitem que se definam valores de *BLAM* associados a probabilidades. Por exemplo, no caso do Malema pode dizer-se que *BLAM* atingirá pelo menos 80% do valor correspondente a não haver incerteza hidrológica com uma probabilidade de 0.95.

No que se segue as referências à incerteza hidrológica englobam a incerteza natural e a incerteza dos parâmetros. Não se tendo definido uma base que permita considerar um dos métodos de incorporação da incerteza dos parâmetros como sendo superior ao outro, optou-se por trabalhar com o método de Draper e Smith unicamente por ser mais económico em tempo de computador.

4.4 — Consideração da incerteza dos parâmetros sócio-económicos

De entre os vários métodos propostos para lidar com a incerteza dos parâmetros sócio-económicos, utilizaram-se os considerados mais promissores - análise de sensibilidade, teoria da decisão e análise de robustez - que se apresentam nos pontos seguintes.

4.4.1 — *Análise de sensibilidade*

A análise de sensibilidade é uma das vias mais utilizadas para lidar com a incerteza, sendo a sua inclusão quase sempre obrigatória em estudos de viabilidade que se submetem a organismos financeiros internacionais.

Pode-se definir *sensibilidade* dum sistema como sendo a variação dum critério de avaliação do sistema (neste estudo, o valor de *BLAM*) em resposta a variações de parâmetros do sistema. A sensibilidade é calculada em relação a cada parâmetro individualmente e na vizinhança dos valores adoptados para os parâmetros. A sensibilidade é determinada por

$$S_k = \frac{\partial F}{\partial \alpha_k} \frac{\alpha_k^*}{F^*} \qquad (4.31)$$

em que S_k é a sensibilidade relativamente ao parâmetro α_k; F é o critério de avaliação; α_k^* é o valor adoptado do parâmetro e F^* é o correspondente valor de F. Por esta expressão, S_k resulta adimensional. A expressão (4.31) pode escrever-se sob outra forma

$$S_k = (\partial F / F^*) / (\partial \alpha / \alpha^*) \qquad (4.32)$$

ou seja, a sensibilidade S_k é a variação relativa do critério de avaliação do sistema para uma certa variação relativa do parâmetro.

Com base na expressão (4.32), determinaram-se os valores de sensibilidade para os mais importantes parâmetros do modelo: custos, benefícios, eficiências, metas politico-sociais, taxa de actualização. Apresentam-se no quadro 4.9 os resultados obtidos.

Note-se que nesta análise se fez variar grupos de parâmetros em certos casos: assim, considerou-se uma variação de 10% nos custos de todas as albufeiras simultâneamente, tendo-se feito o mesmo com as centrais hidroeléctricas e com as áreas de rega.

Os resultados obtidos permitem tirar as seguintes conclusões:

— a variação de certos parâmetros como as metas de *ADI* e do escoamento mínimo produzem variações de *BLAM* desprezáveis e podem, pois, ser ignoradas. Este facto deriva dos pequenos volumes de água envolvidos e da reduzida percentagem

QUADRO 4.9

Resultados obtidos com a análise de sensibilidade

Parâmetro α_k	$\partial\alpha_k/\alpha_k^*$	*BLAM* (10^6 *Mt*)	$\partial(BLAM)/BLAM^*$	S_k
Custo das albufeiras	0.10	450	-0.020	-0.20
Custo das centrais	0.10	443	-0.035	-0.35
Custo das áreas de rega	0.10	418	-0.088	-0.88
Benefício da energia	0.10	496	0.079	0.79
Benefício da irrigação	0.10	536	0.167	1.67
Benefício do *ADI*	0.10	464	0.012	0.12
Eficiência da produção de energia	0.05	460	0.003	0.06
	-0.05	432	-0.060	1.20
Eficiência da irrigação	0.05	459	0.001	0.02
	-0.05	433	-0.056	1.12
Meta do *ADI*	0.10	464	0.012	0.12
Meta do escoamento mínimo	0.10	459	0.	0.
Taxa de actualização	0.10	398	-0.134	-1.34

que o benefício do *ADI* representa em relação ao benefício total. Portanto, na fase de planeamento a nível de bacia hidrográfica num caso como o do Malema em que o aproveitamento dos recursos hídricos se destina fundamentalmente à irrigação e à produção de energia, não se exige que as projecções do consumo doméstico e industrial sejam muito rigorosas;

— a importância das variações dos custos e dos benefícios depende do peso desses mesmos custos e benefícios em relação aos custos e benefícios totais. Assim, têm menor importância (o sistema é menos sensível) as variações no benefício do *ADI* e nos custos das barragens; têm grande importância os valores respeitantes à energia e sobretudo os respeitantes à irrigação;

— a sensibilidade do sistema em relação às eficiências de produção de energia e de irrigação difere significativamente conforme se considera um aumento ou uma diminuição das eficiências. Enquanto os aumentos de eficiência produzem variações de *BLAM* desprezáveis, as suas diminuições têm grande impacto. A razão para este facto é que o aumento de eficiência introduz um acréscimo de água disponível que não pode ser facilmente utilizada, ao passo que a diminuição da eficiência introduz um défice de água que, como já se viu, é fortemente penalizado;

— o sistema é muito sensível a variações da taxa de actualização.

Os testes de sensibilidade têm, portanto, a utilidade de determinar quais os parâmetros cujas variações provocam mudanças significativas no valor do critério de avaliação e que necessitam, por isso, de ser mais controlados. Por exemplo, os resultados apresentados no quadro 4.9 mostram a grande importância dos parâmetros relativos à irrigação o que poderia sugerir diversas acções como:

— determinação mais rigorosa dos benefícios da irrigação e dos custos de construção das áreas de rega;

— criar condições para embaratecer os custos de construção;

— procurar garantir uma eficiência de rega superior à projectada dedicando muita atenção aos problemas de operação, treino de regantes, detecção e eliminação de possíveis pontos principais de perda de eficiência.

No entanto, a análise de sensibilidade tem bastantes limitações no que respeita aos processos de decisão em problemas de planeamento. Uma questão que se levanta é o

facto da incerteza dos parâmetros estar associada principalmente à projecção do futuro o que torna muito problemática a possibilidade de se controlarem os valores dos parâmetros. Tem sido sugerido (CHERNYATIN 1979) impôr limites máximos aos valores de sensibilidade mas, no caso do Malema, tal significaria diminuir significativamente ou a área irrigada ou o benefício unitário, o que não parece uma solução lógica.

Outra via sugerida é a de se usarem valores conservativos para os parâmetros mais sensíveis, por exemplo, considerando valores baixos para as eficiências da produção de energia e da irrigação. O problema que aqui se coloca é o de se saber o que constitui um valor conservativo: fica implícita a necessidade de considerar probabilidades associadas aos valores dos parâmetros. Com efeito, o facto de o sistema ser muito sensível em relação a um dado parâmetro só é importante se a probabilidade de variação do parâmetro fôr significativa.

Finalmente, uma terceira limitação importante é o facto da análise de sensibilidade incidir sobre variações marginais dos parâmetros, considerando-os a variar independentemente uns dos outros. Na realidade, em problemas de planeamento sócio-económico, os parâmetros tendem a variar em conjunto e, portanto, teria interesse analisar não apenas a resposta marginal e local do sistema mas a sua resposta global a uma variação conjunta dos parâmetros.

Resumindo, a análise de sensibilidade, embora constitua uma ferramenta útil e um guia para acções a desenvolver, não constitui um suporte adequado e suficiente para a tomada de decisões no processo de planeamento de recursos hídricos.

Um método que tem semelhanças com a análise de sensibilidade é o "método do valor de mudança" (BAUMLI 1982). O método consiste em determinar para que valor de cada parâmetro o sistema deixa de ser viável, *i. e.*, *BLAM* se anula. Face aos resultados, o agente de decisão pode analisar se esse valor de mudança pode ser atingido (note-se que tal obriga a uma consideração implícita de probabilidades). Este método tem bastante interesse na análise de planos para os quais haja que garantir que, mesmo em situações extremas, não se gerem prejuízos.

Tal como na análise de sensibilidade, também o método do valor de mudança sofre a limitação importante de considerar os parâmetros a variar independentemente uns dos outros.

O método do valor de mudança foi aplicado ao problema da bacia do Malema tendo-se obtido os resultados que se apresentam no quadro 4.10. Estes resultados indicam que o sistema proposto para o Malema será viável mesmo em situações extremas (as variações necessárias para anular *BLAM* são pouco prováveis, com excepção da eficiência da irrigação) *desde que os parâmetros variem isoladamente*. O valor de mudança da taxa de actualização não é mais do que a taxa de rentabilidade interna, muito utilizada em análise económica de projectos.

QUADRO 4.10
Resultados obtidos com o método do valor de mudança

Parâmetro	Valor adoptado	Valor de mudança	Variação (%)
Custo das albufeiras	100 (base)	388	+288
Custo unitário das centrais	27.5	105	+284
Custo unitário das áreas de rega	150	320	+113
Benefício da irrigação	15	6	−60
Eficiência da produção de energia	0.85	0.62	−27
Eficiência da irrigação	0.65	0.45	−31
Taxa de actualização	0.10	0.17	+70

4.4.2 — *Decisão em situação de incerteza*

A utilização de séries sintéticas de escoamentos, a análise de sensibilidade e o método do valor de mudança permitem avaliar o impacto das incertezas no critério de avaliação do sistema, mas não dão um suporte efectivo à tomada de decisão, não dão resposta à questão de qual o plano a adoptar para a bacia.

A metodologia mais elaborada, baseada num conjunto de postulados lógicos, para analisar problemas de decisão em condições de incerteza é a teoria estatística da decisão ou de Bayes cujos fundamentos foram apresentados nos trabalhos de Von Neumann e Morgenstern em 1947 e de Savage em 1954.

4.4.2.1 — Elementos da teoria da decisão

KEENEY 1982 apresenta a teoria da decisão como a "formalização do senso comum para problemas de decisão que sejam demasiadamente complexos para uma utilização informal do senso comum". A teoria da decisão assenta num pequeno número de axiomas lógicos.

Os princípios fundamentais da teoria da decisão estão expostos em trabalhos como RAIFFA 1970 (capítulos 2, 4 e 5), BERGER 1980 (capítulos 1, 2 e 3) e BERNIER 1982. Procura-se em seguida sintetizar os principais elementos da Teoria da Decisão.

A incerteza é dada pelo desconhecimento do verdadeiro *estado da natureza*, caracterizado por uma certa variável discreta ou contínua. Apenas para facilidade de apresentação, considere-se que é discreta e pode assumir um número finito de valores $\gamma_1, \gamma_2, \ldots, \gamma_n$.

Existe um número finito de *decisões* ou *acções* possíveis $a_1, a_2, \ldots, a_n$.

Para cada par de valores (γ_i, a_j) é possível definir o valor $L(\gamma_i, a_j)$ do critério de avaliação do sistema. A função $L(\gamma, a)$ é habitualmente designada por *função de perda* e, com γ e a discretos, pode ser representada por uma matriz, figura 4.9. No estudo do Malema, o critério de avaliação é o benefício líquido, motivo por que se substitui a função $L(\gamma, a)$ pela função *BLAM* (γ, a).

		Decisões			
		a_1	a_2	...	a_n
	γ_1	$L(\gamma_1, a_1)$	$L(\gamma_1, a_2)$	...	$L(\gamma_1, a_n)$
Estados	γ_2	$L(\gamma_2, a_1)$	$L(\gamma_2, a_2)$	...	..
da	.	.			
natureza	.	.			
	.	.			
	γ_n	$L(\gamma_n, a_1)$	$L(\gamma_n, a_2)$	...	$L(\gamma_n, a_n)$

Fig. 4.9 — Matriz de perdas L (γ, a)

Por vezes, prefere-se trabalhar não com a função L que é, neste caso, substituída pela função *BLAM*, mas com o "*regret*" ou *perda de oportunidade*. A perda de oportunidade pode ser definida por

$$PO\ (\gamma_i, a_j) = \max_k\ L(\gamma_i, a_k) - L(\gamma_i, a_j) \qquad (4.33)$$

Com esta definição, a perda de oportunidade é sempre positiva ou nula. A perda de oportunidade representa o custo de se ter tomado uma decisão errada: ter-se tomado a decisão a_j quando a melhor decisão para o estado da natureza γ_i seria a_i.

A função de benefícios *BLAM* e a perda de oportunidade *PO* foram expressas em unidades monetárias. No entanto, a teoria da decisão trabalha não com unidades monetárias mas com *utilidades* para permitir englobar a atitude do agente de decisão perante o risco que é, normalmente, a de aversão ao risco. Mais adiante, no ponto 4.4.2.5, faz-se uma discussão sobre a transformação de valores monetários em utilidades. Para já, admite-se que há uma relação linear entre utilidades e dinheiro e que, portanto, se pode trabalhar directamente com valores monetários.

A teoria da decisão admite que se pode definir probabilidades $\pi(\gamma)$ para os vários estados da natureza. Se em certos casos é possível determinar essas probabilidades a partir de informação objectiva, em muitos outros não existe uma informação objectiva e sistematizada que se possa designar como amostra. Tal é o caso de projecções no futuro de variáveis sócio-económicas. Torna-se então necessário introduzir as chamadas *probabilidades subjectivas* como já se referiu em 4.2.2.2. Não é possível aqui analisar os argumentos a favor e contra a utilização de probabilidades subjectivas nos processos de decisão, fruto duma polémica que já dura há trinta anos. Resume-se unicamente um argumento apresentado por RAIFFA 1970: quando há uma carência de evidência objectiva, requere-se uma metodologia que introduza na análise a informação disponível, mesmo se vaga e imprecisa, em vez duma metodologia que elimina informação em nome da objectividade científica, que rejeita a informação que não seja facilmente quantificável.

São pontos importantes da teoria da decisão problemas ligados à colheita de informação adicional, valor dessa informação adicional, redefinição das probabilidades dos estados da natureza a partir da informação recolhida. O problema de planeamento de sistemas de albufeiras irá, no entanto, ser estudado como um problema sem informação adicional ("no data problem") admitindo que já se recolheu toda a informação possível ou de suficiente valor.

A teoria da decisão considera fundamentalmente dois critérios de decisão (BERGER 1980, WEBER *et al.* 1980):

1.º) Critério do maximin[1] - este critério procura assegurar o melhor resultado possível (máximo benefício líquido actualizado) admitindo que o estado da natureza é o mais desfavorável, ou seja, escolhe a decisão a* tal que

$$BLAM\ (\gamma, a^*) = \max_j \left[\min_i BLAM\ (\gamma_i,\ a_j)\right] \tag{4.34}$$

O critério do maximin não deve ser utilizado com a matriz de perda de oportunidade pois pode conduzir a resultados incoerentes.

2.º) Critério de Bayes - a decisão a^* a adoptar é aquela que maximiza a esperança do benefício líquido ou minimiza a esperança da perda de oportunidade. Portanto,

$$\max_j \left[BLAM\ (\gamma_i,\ a_j).\ \pi\ (\gamma_i)\right] \tag{4.35}$$

ou

$$\min_j \left[PO\ (\gamma_i,\ a_j).\ \pi\ (\gamma_i)\right] \tag{4.36}$$

[1] Habitualmente, a função L representa efectivamente perdas e não benefícios e então o critério seria escolher a^* tal que $L(\gamma,\ a^*) = \min_j[\max_i L(\gamma_i,\ a_j)]$, donde o nome de *minimax*.

O critério do maximin pode ser considerado como um caso particular do critério de Bayes em que se atribui a probabilidade 1 ao estado da natureza mais desfavorável e zero aos restantes. O critério do maximin não necessita da definição de probabilidades mas é um critério pessimista e que apenas se pode considerar adequado em situações de extrema aversão ao risco.

4.4.2.2 — Cenários futuros alternativos

Para o desenvolvimento da análise torna-se necessário caracterizar os estados da natureza. Cada um dos possíveis "estados da natureza" é definido por um dado conjunto de valores dos parâmetros sócio-económicos. Um dos aspectos que se criticou anteriormente a propósito da análise de sensibilidade foi o facto de se ter considerado que os parâmetros podiam variar independentemente uns dos outros. Na realidade, os parâmetros tendem a variar em conjunto: por exemplo, se a situação económica geral do País ou da região tender a degradar-se pode esperar-se que os custos de construção sejam mais altos, os benefícios menores, as eficiências inferiores às esperadas. Claro que, a par desta variação conjunta, os parâmetros terão ainda variações marginais mas considera-se que essas variações terão um impacto desprezável em comparação com a variação global dos parâmetros.

Um processo de considerar as possibilidades de variação conjunta dos parâmetros é a utilização de cenários alternativos. Nestes cenários representativos dos futuros possíveis, os valores dos parâmetros articulam-se duma forma coerente.

A construção de cenários alternativos não é tarefa fácil e exige uma conjugação de esforços interdisciplinares. No entanto, parece ser perfeitamente possível que, em problemas reais de planeamento, se elaborem três cenários:

— um cenário mais provável, constituído pelo conjunto de valores dos parâmetros que se adoptaram no processo de planeamento ignorando a incerteza, como se fez no capítulo 3 (cenário M);
— um cenário pessimista, admitindo uma degradação da situação sócio-económica na região (cenário P);
— um cenário optimista, admitindo uma melhoria dessa situação (cenário O).

Pode-se pensar que, no caso dos países em desenvolvimento, o cenário pessimista corresponde a considerar que se irá manter ou agravar a actual tendência de empobrecimento e degradação económica desses países reflectindo-se em:

— custos de construção mais altos, devido a aumento dos custos de equipamento e combustíveis importados;
— redução de benefícios resultantes da produção de energia e sobretudo da irrigação, devido à desvalorização constante dos preços dos produtos agrícolas exportados;
— diminuição das eficiências, por exemplo, da irrigação por deficiente operação e manutenção dos sistemas, falta de capacidade técnica dos regantes;
— aumento das taxas de juro por parte das entidades financiadoras forçando em consequência países com fraca capacidade de autofinanciamento a avaliarem os seus projectos com taxas de actualização mais elevadas.

O cenário optimista, pelo contrário, admite que se irá verificar um grande esforço internacional no sentido de corrigir e inverter essa tendência para um contínuo empobrecimento dos países do Terceiro Mundo. O efeito sobre os parâmetros seria o oposto do que se referiu no cenário pessimista.

O quadro 4.11 apresenta os valores dos parâmetros para cada um dos cenários M,P e O, para o estudo da bacia do Malema[1]. No cenário pessimista, considerou-se que para além de aumento de custos e diminuição de benefícios e de eficiências:

— os valores para o abastecimento doméstico e industrial diminuem: menos população urbana, menos crescimento industrial, consumos unitários mais baixos;
— o escoamento mínimo para diluição de poluentes diminui;
— os valores de custos das albufeiras são multiplicados por um factor superior à unidade.

Logicamente, no cenário O os parâmetros variam em sentido oposto.

Para se poderem comparar as diversas situações, manteve-se para todos os cenários a mesma taxa de actualização (10%) e o período de trinta anos para retorno dos investimentos.

QUADRO 4.11
Cenários futuros alternativos

Parâmetro	Cenário P	Cenário M	Cenário O
Meta do Abastecimento Doméstico e Industrial (*ADI*)	0.60	0.90	1.20
Valor mínimo do *ADI*	0.50	0.75	1.00
Meta do escoamento mínimo	1.00	1.30	1.60
Eficiência da produção de energia	0.80	0.85	0.90
Eficiência da rega por aspersão	0.75	0.85	0.90
Eficiência da rega por gravidade	0.55	0.65	0.70
Factor multiplicador dos custos das albufeiras	1.15	1.00	0.85
Custo unitário das centrais hidroeléctricas	30.5	27.5	24.5
Custo unitário das áreas de rega por aspersão	250	220	190
Custo unitário das áreas de rega por gravidade	175	150	125
Benefício unitário do *ADI*	5	5	5
Perda unitária por défice do *ADI*	50	50	50
Perda unitária por défice do escoamento mínimo	50	50	50
Benefício unitário da produção de energia	1300	1500	1700
Ganho unitário por excedente de energia	50	100	150
Perda unitária por défice de energia	2500	2500	2500
Benefício unitário da irrigação	12.5	15.	17.5
Perda unitária por défice de irrigação	20.	30.	40.

4.4.2.3 — Resultados obtidos com os cenários alternativos

Consideram-se três decisões / acções possíveis, cada uma delas sendo a solução óptima correspondente a cada um dos cenários/estados da natureza. Assim, determinou-se, seguindo a metodologia proposta no capítulo 3, as soluções óptimas correspondentes aos cenários P e O, constituindo respectivamente as decisões P e O. O cenário M, como já se disse, corresponde à situação considerada sem incerteza estudada no capítulo 3 e a solução aí obtida é a decisão M. Resumem-se no quadro 4.12 os valores das variáveis para as três decisões.

Os valores de *BLAM* apresentam uma enorme variação correspondendo às mudanças nos valores de custos e benefícios. Em relação às variáveis de dimensionamento, podem tirar-se algumas conclusões:

— as capacidades das duas principais albufeiras de regularização, Malema 1 e Namparro, são relativamente pouco sensíveis às variações dos cenários enquanto a albufeira Malema 5 tem capacidade nula no cenário P;

[1] Enquanto que os valores dos parâmetros do cenário M correspondem aos apresentados em estudos da bacia do rio Malema, os dos cenários P e O não se baseiam em estudos e apenas pretendem ilustrar a metodologia proposta.

QUADRO 4.12

Valores das variáveis de dimensionamento nas soluções óptimas dos três cenários alternativos

Variáveis	Cenário P	Cenário M	Cenário O
BLAM ($10^6 Mt$)	140	459	810
Albufeiras (hm³)			
1 - Malema 1	160	119	110
2 - Namparro	140	132	160
3 - Malema 5	0	43	55
4 - Malema 3	1	1	1
5 - Nataleia 4	0	0	0
6 - Nataleia 2	0	62	60
7 - Lalace	0	0	60
Potências (MW)			
1 - Malema 1/Licungo	0	21.5	26
2 - Namparro	18	18	20
3 - Malema 5	0	3.4	4.5
4 - Malema 3	1.1	0.3	0.3
5 - Malema 1/Malema	13.5	12.3	12.5
Meta de energia anual (GWh)	150	256	292
Áreas irrigadas por gravidade (ha)			
- Bloco 1	0	3850	3850
- Bloco 2	0	600	600
- Bloco 3	9500	9500	9500
- Bloco 4	11000	11600	11600
- Bloco 5	0	0	3500

— o conjunto Nataleia (albufeira Nt2 e blocos de rega 1 e 2) não tem viabilidade no cenário P enquanto que o conjunto Lalace (albufeira + bloco de rega 5) apenas é viável no cenário O;

— as áreas de rega dos blocos 3 e 4, constituíndo cerca de 80% da área total irrigada, são insensíveis às mudanças dos cenários;

— o mesmo acontece com as potências nas centrais 5 (Malema 1/Malema), 2 (Namparro) e, em menor grau, 4 (Malema 3);

— no cenário P, a central 1 (Malema 1/Licungo) tem potência nula: face à diminuição da eficiência da rega e do benefício da energia, já não é conveniente a derivação de caudais para fora da bacia.

Obtidas desta maneira as decisões P, M e O, soluções óptimas para os três cenários considerados, pode estabelecer-se a matriz de benefícios *BLAM* (γ,a). Para isso foi necessário simular cada decisão para cada um dos cenários alternativos. A matriz de benefícios resultante está representada no quadro 4.13.

QUADRO 4.13

Matriz de benefícios BLAM (γ,a)

		Decisões		
		P	M	O
	P	140	35	−120
Cenários	M	381	459	353
	O	610	766	810

Os valores muito baixos de *BLAM* das decisões M e O para o cenário P devem-se à fixação de metas altas que não podem ser cumpridas por causa da diminuição de eficiências, sendo por isso fortemente penalizadas. É interessante notar que se obtem para a decisão O um valor de *BLAM* negativo apesar de cada um dos parâmetros do cenário P variar em relação ao cenário M bastante menos do que o indicado pelo método do valor de mudança, apresentado em 4.4.1; simplesmente, há uma variação conjunta dos parâmetros.

A partir da matriz de benefícios é possível definir a matriz de perda de oportunidade, utilizando a expressão (4.33). A matriz está representada no quadro 4.14.

QUADRO 4.14
Matriz de perdas de oportunidade

		Decisões		
		P	M	O
	P	0	105	260
Cenários	M	78	0	106
	O	200	44	0

Finalmente, estimaram-se as seguintes probabilidades subjectivas para os três cenários:

— cenário mais provável M: P = 0.60
— cenário pessimista P: P = 0.20
— cenário optimista O: = 0.20

Com estes elementos, torna-se possível aplicar os critérios de decisão atrás referidos, maximin e Bayes.

a) Critério do maximin: Pelo critério do maximin, a decisão adoptada com base na matriz dos valores de *BLAM*, seria a decisão P. Com esta decisão, ficaria garantido um valor mínimo de *BLAM* de 140 mil contos enquanto que esse valor mínimo seria de 35 mil para a decisão M e -120 mil para a decisão O.

Se se considerasse a matriz de perdas de oportunidade, a aplicação mecânica do critério do maximin levaria a escolher a decisão M. No entanto, é evidente que essa solução é errada por não corresponder ao princípio do maximin.

b) Critério de Bayes:Como era de esperar, o critério do maximin escolhe a solução correspondente à situação pessimista. É, porém, muito discutível aceitar como princípio a ideia de que tudo irá correr mal, que a natureza é perversa ou que funciona como um adversário inteligente. O critério de Bayes, baseado na esperança matemática, parece preferível.

Utilizando as probabilidades 0.2, 0.6 e 0.2 para os cenários P, M e O, obtém-se para a esperança dos benefícios *EBLAM* e para a esperança da perda de oportunidade *EPO* os valores que se indicam no quadro 4.15.

A decisão a adoptar pelo critério de Bayes seria a decisão M, quer a partir dos valores de *EBLAM* quer de *EPO*. Em termos de *EBLAM*, a decisão M representa um ganho de 15% relativamente à decisão P e de 25% em relação à decisão.

c) Robustez da decisão de Bayes: Como a decisão baseada no critério de Bayes é muito influenciada pelos valores das probabilidades adoptadas para os cenários

QUADRO 4.15

Esperanças dos benefícios e das perdas de oportunidade para as decisões P, M, O

	Decisão P	Decisão M	Decisão O
EBLAM	379	436	350
EPO	87	30	116

/estados da natureza, importa analisar a robustez da decisão, isto é, a sensibilidade da decisão a variações dessas probabilidades.

Designando por p e q as probabilidades dos cenários P e O, a probabilidade do cenário M será $1\text{-}p\text{-}q$. Pode então escrever-se

$$EPO_{P}=78\text{-}78p\text{-}78q+200q=78p+122q+78$$

$$EPO_{M}=105p+44q \qquad (4.37)$$

$$EPO_{O}=260p+106\text{-}106p\text{-}106q=154p\text{-}106q+106$$

Para que $EPO_M < EPO_P$ terá de se verificar

$$p<0.43\ q+0.43 \qquad (4.38)$$

e para que $EPO_M < EPO_O$

$$p>3.06\ q-2.16 \qquad (4.39)$$

As condições (4.38) e (4.39) podem representar-se num diagrama triangular representando as probabilidades p, q e $m=1\text{-}p\text{-}q$, figura 4.10. Na figura, R é o ponto de probabilidades 0.2, 0.6, 0.2; A_p, A_M e A_O sãos os domínios de probabilida-

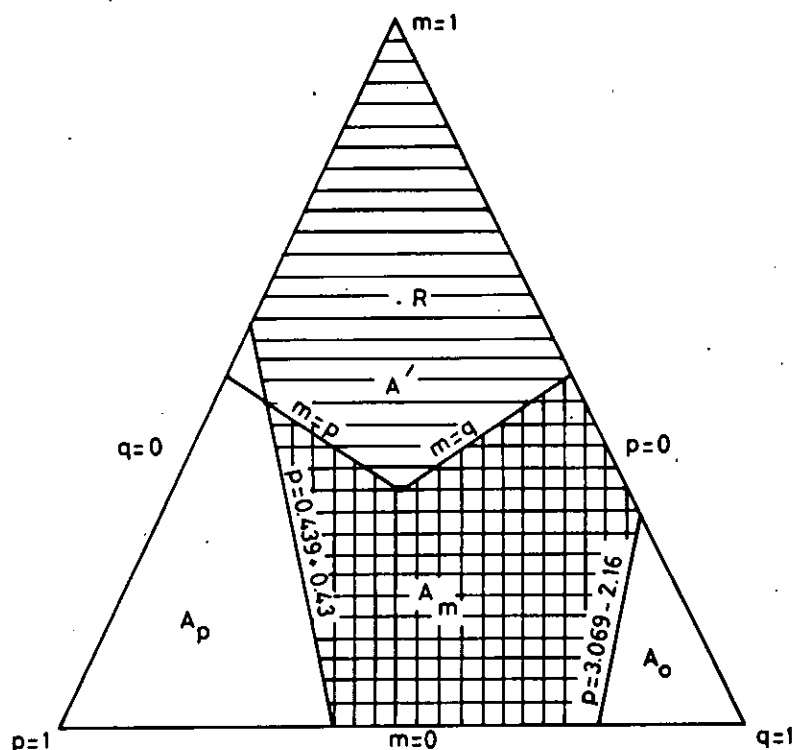



Fig. 4.10 — Análise de robustez da decisão de Bayes

des em que as decisões de Bayes seriam respectivamente P, M e O; A' é o domínio em que $m \geq p$ e $m \geq q$.

Pode ver-se da figura que a decisão M é bastante robusta: em cerca de 70% do domínio viável, a decisão seria M enquanto a decisão P seria adoptada em 23% e a decisão O em 7%. Se, no entanto, se reduzir o domínio de interesse apenas a A', já que é perfeitamente lógico aceitar que se M é o cenário mais provável então $m \geq p$ e $m \geq q$, a decisão seria M em cerca de 98% desse domínio enquanto a decisão P seria adoptada em 2% e a decisão O nunca.

Portanto, neste estudo da bacia do Malema a decisão M mostra-se uma decisão muito robusta. Noutros casos, o resultado poderá ser diferente mas esta análise de robustez da decisão permite ao agente de decisão estabelecer eventualmente um compromisso entre o valor de *EBLAM* e a robustez da decisão.

4.4.2.4 — Distribuição contínua de cenários

No ponto anterior, considerou-se que os três cenários P, M e O esgotavam o leque de possibilidades, agregando os possíveis futuros estados da natureza.

Uma situação mais geral é a de considerar que os cenários têm uma distribuição contínua de probabilidades. Para estudar esta situação, torna-se necessário introduzir algumas hipóteses adicionais:

— todos os parâmetros que compõem o cenário são definidos em função dum metaparâmetro θ. As funções compõem-se de dois troços rectos obtidos a partir dos valores dos parâmetros nos cenários M, P e O e correspondentes valores de θ que caracterizam esses cenários;

— o metaparâmetro θ tem uma distribuição normal $N\ (0,1)$;

— os valores de θ correspondentes aos cenários P e O são obtidos em função das probabilidades subjectivas atribuídas a esses cenários. Designando por $F_\theta(X)$ a função de distribuição cumulativa, então

$$\theta_P = F_\theta^{-1}\ (p/2)$$
$$\theta_o = F_\theta^{-1}\ (1 - q/2) \qquad (4.40)$$

Considera-se que $\theta_M = 0$

Assim por exemplo, tendo-se considerado que $p = q = 0.20$, obtém-se $\theta_p = -1.28$ e $\theta_o = 1.28$. Com estes valores de θ, podem definir-se todas as funções que permitem obter os parâmetros a partir de θ. Por exemplo, a eficiência da rega por gravidade seria dada por

$$\begin{array}{ll} 0.65 + 0.04\theta & \text{para } \theta > 0 \\ 0.65 + 0.08\theta & \text{para } \theta \leq 0 \end{array} \qquad (4.41)$$

Formalizado assim o processo de definição duma distribuição contínua de cenários, pode-se simular as decisões P, M e O para um grande número de cenários da distribuição, obtendo as correspondentes distribuições de probabilidades de *BLAM* para cada decisão como se representa na figura 4.11.

Com estas distribuições podem calcular-se facilmente as respectivas médias e desvios padrão que se apresentam no quadro 4.16. Como se vê, a decisão P tem a média inferior à decisão M mas a sua variância é bastante inferior.

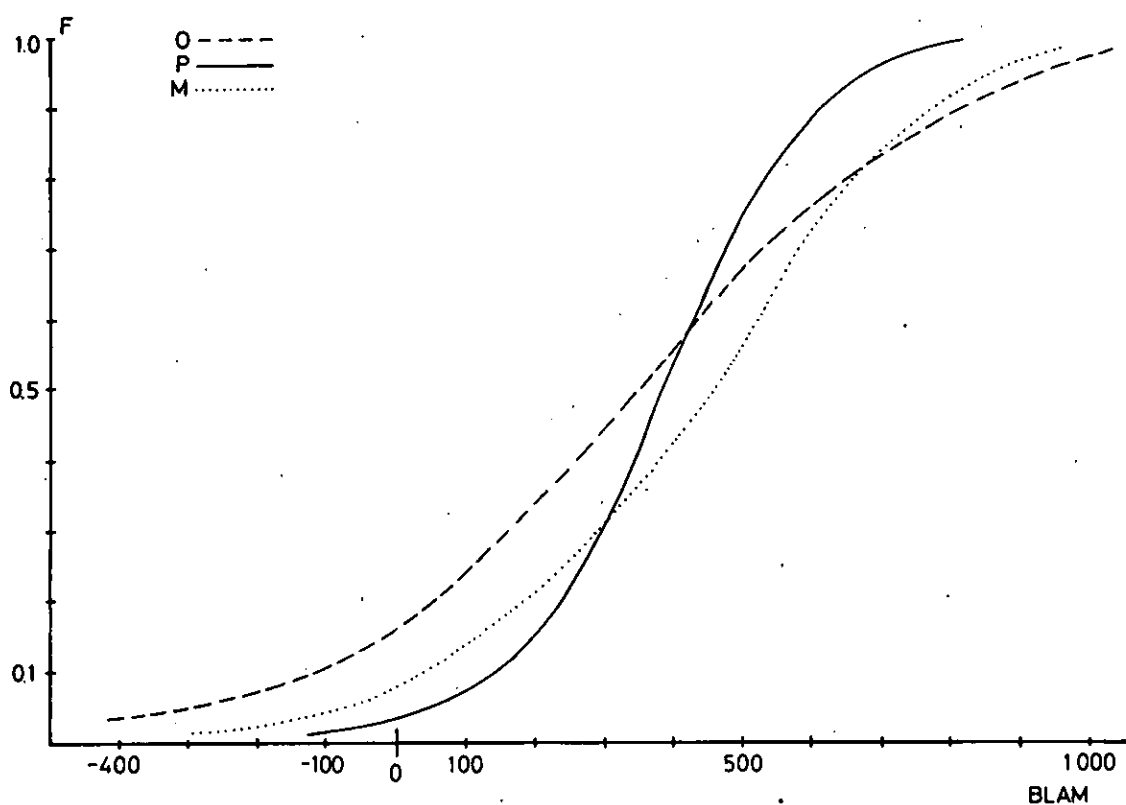



Fig. 4.11 — Distribuições cumulativas de probabilidades de BLAM para as decisões P, M e O

QUADRO 4.16
Médias e desvios padrão das distribuições de BLAM para as várias decisões

	Decisão P	Decisão M	Decisão O
Médias	376	425	335
Desvios padrão	123	229	319

4.4.2.5 — Referência ao conceito de utilidade

O critério de Bayes ordena as diversas decisões alternativas a partir das esperanças matemáticas dos valores de *BLAM*. Este procedimento ignora a atitude dos agentes de decisão perante o risco que pode ser ilustrada pela seguinte situação: ter de optar entre um prémio garantido de quinhentos contos e uma lotaria que tem a mesma probabilidade de ter um prémio de mil contos ou de sair em branco. Embora a esperança da lotaria seja igual ao prémio garantido, normalmente um agente de decisão tem uma atitude de aversão ao risco e preferiria o prémio garantido. Podia mesmo preferir o prémio garantido para um valor inferior ao da esperança da lotaria, por exemplo, quatrocentos contos. Se o prémio garantido continuasse a diminuir, haveria um valor a partir do qual o agente de decisão passaria a optar pela lotaria. Esse valor representa, para o agente de decisão, o ponto de indiferença entre o prémio garantido e a lotaria proposta.

Verifica-se, portanto, que há desvantagem em trabalhar directamente com unidades monetárias, quando se pretende utilizar como base dum critério de decisão a esperança

matemática. As *utilidades* são valores que substituem os valores monetários de tal forma que a preferência do agente de decisão é realmente expressa pela esperança matemática da distribuição de utilidades.

Não cabe aqui aprofundar como obter as utilidades correspondentes a valores monetários, veja-se por exemplo RAIFFA 1970 (capítulo 4) e BERGER 1980 (capítulo 2). A figura 4.12 permite porém clarificar alguns pontos.

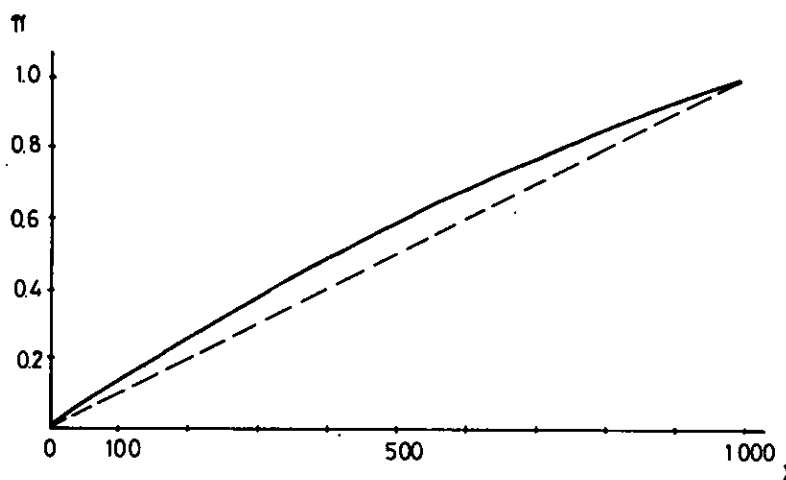



Fig. 4.12 — Curva de indiderença para o dinheiro

Considere-se que todos os possíveis resultados de decisões afectadas por incerteza se situam entre zero e mil unidades monetárias. A curva de indiferença π (X) tem a seguinte interpretação: o agente de decisão é indiferente entre um prémio garantido de X e uma lotaria com probabilidade π de ter o resultado 1000 e 1-π de ter o resultado zero. Assim, por exemplo, π $(500)=0.58$, ou seja, seria indiferente entre um prémio garantido de 500 e um valor esperado de 580, resultado lógico numa situação de aversão ao risco.

A curva de indiferença apresenta maior ou menor concavidade conforme a maior ou menor aversão ao risco do agente de decisão.

Os valores de π podem ser considerados como utilidades assim como o podem ser os valores resultantes de qualquer transformação linear desses valores de π, como seja tomar para utilidade valores $U(X)=1000\pi$. Se se adoptasse a curva de transformação da figura 4.12, a matriz de benefícios representada no quadro 4.13 passaria a ser a seguinte matriz de utilidades (quadro 4.17).

Os valores das esperanças das utilidades das decisões P, M e O seriam respectivamente 576, 620 e 525, conduzindo portanto à mesma decisão óptima (decisão M)

QUADRO 4.17
Matriz de utilidades

		Decisões		
		P	M	O
	P	333	208	0
Cenários	M	586	659	559
	O	791	915	949

anteriormente obtida. Podia, no entanto, acontecer que se a curva de transformação tivesse uma concavidade muito acentuada o resultado fosse diferente. O que acontece, porém, é que, quando os valores de X são pequenos em relação à dimensão económica do organismo responsável, a concavidade é muito pequena, as utilidades são praticamente transformação lineares dos valores monetários e a utilização directa dos valores monetários é uma aproximação perfeitamente aceitável. É esta a situação em que se enquadra o plano da bacia do Malema, como duma maneira geral acontece com cada investimento do Estado quando tomado isoladamente.

4.4.2.6 — Conjugação com a incerteza hidrológica

Os valores de *BLAM* utilizados na aplicação da Teoria da Decisão foram obtidos trabalhando apenas com a série histórica de escoamentos embora fosse simples obter para cada combinação decisão-cenário uma distribuição de probabilidades de *BLAM* como a apresentada na figura 4.8. Dispondo dessas distribuições, poder-se-ía trabalhar com as respectivas esperanças matemáticas ou com um quantil significativo, por exemplo, o de probabilidade de excedência de 0.80.

Não se determinaram essas distribuições por várias razões:

- obriga a um gasto de tempo de computador sem introduzir conhecimento novo significativo;
- a pouca importância da incerteza hidrológica quando comparada com a incerteza dos parâmetros; veja-se que para a decisão M-cenário M o quantil de probabilidade 0.80 é inferior a $BLAM^*$ em apenas cerca de 6‰, considerando incerteza hidrológica total.

4.4.3 — *Análise de robustez*

4.4.3.1 — Utilidade da análise de robustez

O conceito de robustez é originário da estatística e representa a insensibilidade da decisão de aceitar ou rejeitar uma dada hipótese para uma gama larga de valores em que se baseia a decisão (HENRIQUES 1982a). A sua introdução no contexto do planeamento de recursos hídricos foi feita por MATALAS e FIERING 1977 que a definiram como sendo a insensibilidade das variáveis de decisão a incertezas dos parâmetros que afectam a decisão. Posteriormente, HASHIMOTO 1980 retomou o conceito, tornando-o mais preciso e definindo a sua quantificação. O conceito de robustez de HASHIMOTO é analisado em pormenor no ponto 4.4.3.2.

Em termos gerais, pode dizer-se que a robustez mede a insensibilidade do critério de avaliação do sistema perante a incerteza global dos parâmetros. A análise de robustez constitui um complemento importante à utilização da teoria da decisão que se apresentou no ponto 4.4.2. Com efeito, enquanto a teoria da decisão e a aplicação do critério de Bayes permitem estabelecer a ordem de preferência das diversas decisões alternativas, a análise de robustez permite medir se cada uma das alternativas por si é suficientemente pouco sensível a variações dos parâmetros, de acordo com determinados critérios.

4.4.3.2 — Conceito de robustez no planeamento de recursos hídricos

O conceito de robustez pode ser mais facilmente entendido através da figura 4.13, adaptada de HASHIMOTO 1980. Considere-se que se pretende dimensionar um

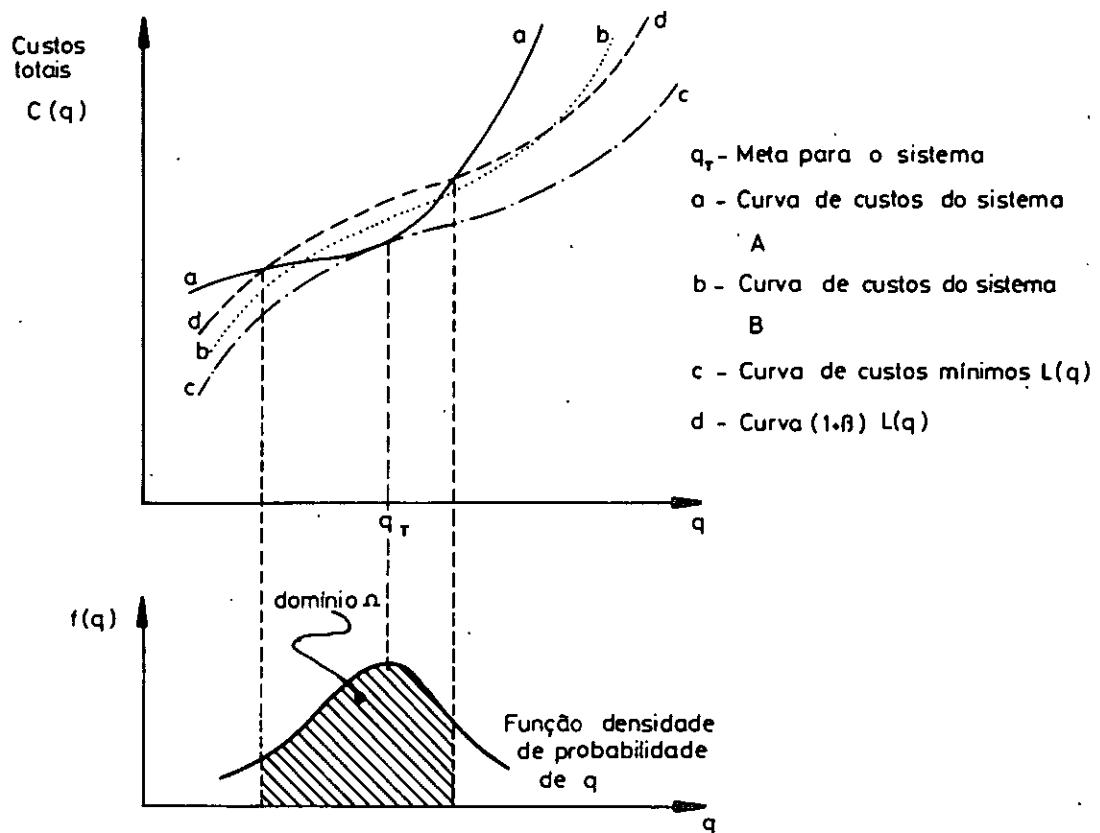



Fig. 4.13 — Definição duma medida de robustez R

sistema para fornecer uma certa quantidade de água que se estima em q_T mas que é afectado por incerteza caracterizada por uma função densidade de probabilidade $f(q)$. A solução óptima para fornecer a quantidade q_T é o sistema A mas este sistema obriga a custos bastante elevados se tiver de fornecer quantidades superiores a q_T ao passo que o custo pouco diminui se tiver de fornecer um valor inferior a q_T como se representa pela curva *a*. A curva *c*, $L(q)$, é a curva envolvente dos custos mínimos para os diversos valores de q, *i. e.*, estabelece a fronteira de viabilidade técnico-económica. A curva *b* da figura representa os custos dum sistema alternativo B que, não sendo a solução óptima para nenhum valor de q, tem relativamente ao sistema A a vantagem de os seus custos crescerem mais lentamente para valores de $q > q_T$ e decrescerem mais rapidamente para $q < q_T$. A curva *d* é a curva $L(q)$ majorada por um factor $(1+\beta)$. Se o valor a fornecer fôr $q \neq q_T$, a diferença $C_A(q)$ - $L(q)$ é o custo de oportunidade, ou seja, o custo adicional incorrido por adoptar uma decisão errada (não seleccionar o sistema óptimo). Designe-se por COR o custo de oportunidade reduzido.

$$COR = \frac{C_A(q) - L(q)}{L(q)} \tag{4.42}$$

Portanto, cada valor de β fixa o limite admissível para os custos de oportunidade. Então, a *robustez de nível* β para um dado sistema A é definida como a probabilidade de que o custo de oportunidade reduzido seja inferior a β:

$$R_\beta(A) = \text{Prob}\left\{\frac{C_A(q) - L(q)}{L(q)} \leq \beta\right\} = \text{Prob}\ \{COR \leq \beta\} \tag{4.43}$$

$$R_\beta(A) = \text{Prob}\ \{C_A(q) \leq (1+\beta)\ L(q)\} \tag{4.44}$$

Na figura 4.13 a robustez de nível β do sistema A será dada pela área do domínio Ω. É fácil de ver que a robustez de nível β do sistema B seria superior à de A.

Uma alternativa a esta definição de robustez é apresentada com base na função de distribuição de COR (HASHIMOTO 1980, HENRIQUES 1982a). Para cada sistema, COR tem uma função de distribuição específica, como se indica na figura 4.14 para os sistemas A e B. Então, a robustez de nível η do sistema A é definida como.

$$R_\eta(A) = \frac{1}{1 + F_A^{-1}(\eta)} \tag{4.45}$$

Assim, em vez de se fixar à priori um valor de β do custo de oportunidade reduzido admissível, o que pode ser difícil em casos práticos, fixa-se o valor da probabilidade η relativamente à qual interessa medir a robustez do sistema.

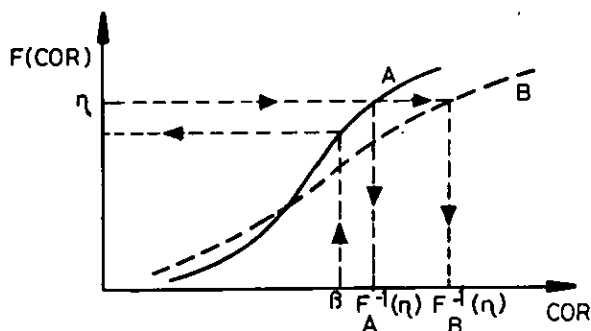



Fig. 4.14 — Funções de distribuição de COR

Um ponto importante nestas definições de robustez dadas por Hashimoto é a necessidade da distribuição de probabilidades dos parâmetros que afectam a solução óptima, neste caso o parâmetro q, mesmo que haja que recorrer à utilização de probabilidades subjectivas.

Uma das maiores dificuldades na aplicação do conceito de robustez de Hashimoto é a obtenção da curva de custos mínimos $L(q)$ que pode ser extremamente trabalhosa pois teria de se determinar as soluções óptimas para um grande número de valores de q para se poder definir a curva ($L(q)$ com suficiente precisão. Para obviar a este inconveniente propõe-se uma modificação na definição de robustez de Hashimoto.

A modificação que se propõe atribui um significado especial ao custo C^* da solução óptima para a estimativa mais provável de q, q_T. Seja

$$CIR = \frac{C_A(q) - C^*}{C^*} \tag{4.46}$$

em que CIR é o custo da incerteza reduzido, medindo o custo adicional do valor de q, por diferir de q_T devido a estar afectado de incerteza. Trabalhar com CIR em vez do custo de oportunidade reduzido COR dispensa a determinação da curva de custos mínimos. Contrariamente ao que acontece com COR, cujos valores são sempre positivos ou nulos, CIR pode assumir valores negativos.

As definições de robustez passam então a ser:

$$R_\beta(A) = \text{Prob}\{\frac{C_A(q) - C^*}{C^*} \leq \beta\} = \text{Prob}\ \{CIR \leq \beta\} \tag{4.47}$$

ou

$$R_\beta(A) = \text{Prob}\ \{C_A(q) \leq (1+\beta)\ C^*\} \tag{4.48}$$

e

$$R^*_\eta(A) = \frac{1}{1 + F_A^{-1}(\eta)} \qquad (4.49)$$

em que F_A é a função de distribuição do custo de incerteza reduzido, *CIR*. As figuras 4.15 e 4.16 representam as modificações das definições de robustez.

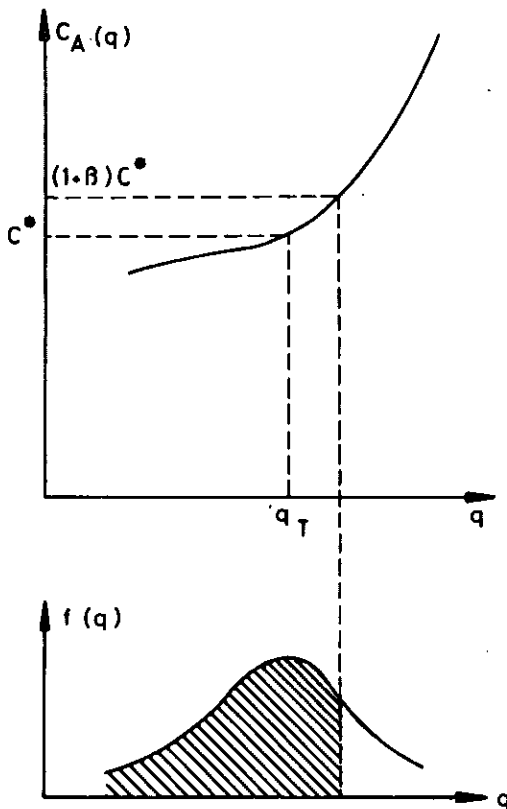



Fig. 4.15 — Definição duma medida alternativa de robustez

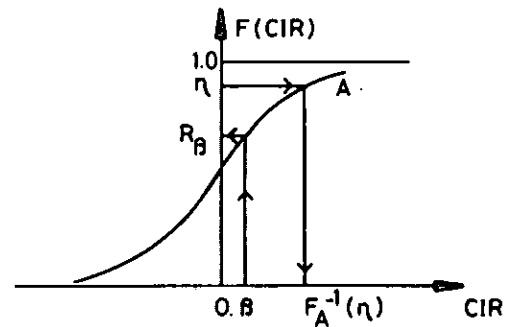



Fig. 4.16 — Função de distribuição de CIR

4.4.3.3 — Critérios de robustez

É desejável que o sistema seleccionado seja um sistema robusto, ou seja, os correspondentes valores de R_β ou R^*_η sejam altos. No entanto, habitualmente a solução óptima pelo critério de Bayes (maximização da esperança da utilidade) não será a mais robusta. Torna-se, por isso, necessário definir como utilizar a robustez, podendo considerar-se diversas vias:

1.ª) HASHIMOTO 1980 sugere o estabelecimento de compromissos ("trade-off") entre a esperança da utilidade e a robustez, numa perspectiva de optimização com objectivos ou atributos múltiplos. Pode-se exemplificar esta alternativa utilizando os resultados que se apresentam no quadro 4.18 e que foram extraídos de HENRIQUES 1982a. Pelo critério de Bayes, seria escolhida a solução *A*3 que é a de menor custo médio mas as soluções *A*2, *A*7, *A*8 e *A*9 são mais robustas. Da análise da figura 4.17, vê-se que é possível eliminar algumas das soluções por serem inferiores. Permanecem como soluções não dominadas *A*3, *A*8 e *A*9 entre as quais se teria de optar. Note-se que neste exemplo apenas se considera dois atributos - custos e robustez de nível 0.75 - mas podem considerar-se outros níveis de robustez.

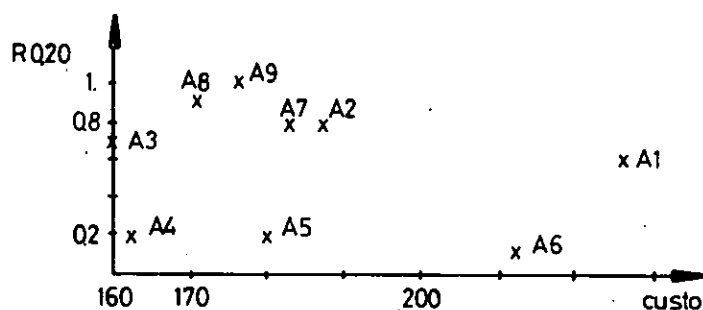



Fig. 4.17 — Custo médio e robustez das diversas soluções alternativas

QUADRO 4.18
Custos médios e robustez de diversas soluções alternativas

Alternativas	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9
Custo médio	226	187	160	163	180	212	183	172	176
Robustez $R_{0.75}$	0.60	0.80	0.70	0.20	0.20	0.10	0.80	0.90	1.00

2.ª) Uma outra via seria a imposição de normas relativas à robustez, impôr que os valores de vários níveis não fossem inferiores a determinados valores mínimos. Por exemplo, o agente de decisão pode pretender que:
- — qualquer solução tenha uma probabilidade baixa de que o custo ultrapasse C^* em mais de 80%, ou seja, $R_{0.80} > 0.90$ *a* 0.95;
- — qualquer solução tenha uma probabilidade razoavelmente alta de que o custo não ultrapasse C^* em mais de 20%, ou seja, $R_{0.20} \geq 0.75$;
- — em casos em que a avaliação do sistema se faz não pelos seus custos mas pelos seus benefícios líquidos, como no caso do Malema, qualquer solução tenha uma probabilidade muito baixa de originar prejuízos (*BLAM* negativo), isto é, $R_{1.0} \geq 0.95$.

Em relação aos critérios propostos nesta segunda via, eles dependem bastante da atitude de aversão ao risco do agente de decisão, por sua vez relacionada com a dimensão económica do projecto e com a situação económica do país ou região. Por outro lado, não existe ainda um número suficiente de aplicações da análise de robustez para se poder apreciar em termos gerais a atitude dos agentes de decisão e propôr, a partir daí, critérios mais rígidos de robustez.

Interessa, no entanto, realçar dois aspectos:

- — o critério de robustez não deve ser estabelecido para um único valor de *CIR*, β, ou de probabilidade, η, mas para vários valores com a robustez a crescer com β. Eventualmente, poder-se-ia estabelecer uma curva limite de robustez $R(\beta)$, devendo a robustez de qualquer nível duma dada solução situar-se acima dessa curva limite;
- — em situações reais de decisão, em que se assumem compromissos na base das soluções óptimas para as estimativas mais prováveis dos parâmetros, é atribuída maior importância aos desvios negativos (custos maiores, benefícios líquidos menores) do que aos desvios positivos. O problema pode ser resolvido mais uma vez substituindo valores monetários por utilidades com uma transformação do tipo da indicada na figura 4.18.

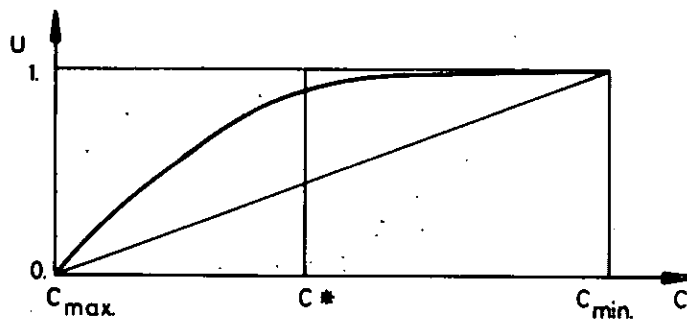



Fig. 4.18 — Transformação de custos em utilidades

Nem sempre é fácil, porém, estabelecer uma curva de transformação de custos em utilidades do agente de decisão. As definições modificadas de robustez constituem uma boa alternativa bastando focar a atenção nos valores de β que representam aumento de custos ou diminuição de benefícios líquidos.

4.4.3.4 — Aplicação da análise de robustez ao estudo da bacia do Malema

Os conceitos de robustez foram apresentados em termos de custos incertos. A sua adaptação quando a avaliação dos sistemas se faz através dos benefícios líquidos é imediata (veja-se a figura 4.19). Seja

$$CIR = \frac{BLAM^* - BLAM(\theta)}{BLAM^*} \tag{4.50}$$

Então

$$R_\beta = \text{Prob}\left\{\frac{BLAM^* - BLAM(\theta)}{BLAM^*} \leq \beta\right\} = \text{Prob}\ \{CIR \leq \beta\} \tag{4.51}$$

ou

$$R_\beta = \text{Prob}\ \{BLAM\ (\theta) \geq (1-\beta)\ BLAM^*\} \tag{4.52}$$

e

$$R_\eta^* = \frac{1}{1 + F^{-1}\ (\eta)} \tag{4.53}$$

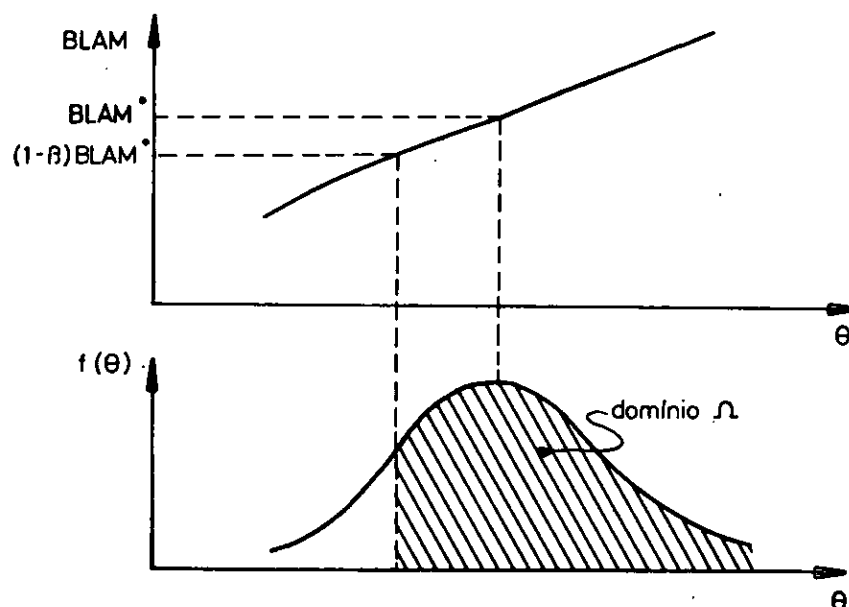



Fig. 4.19 — Definição de robustez utilizando benefícios líquidos

No caso da figura 4.19, a robustez R_β é a área do domínio Ω.

Para a análise de robustez das soluções estudadas para a bacia do Malema utilizou-se a distribuição de cenários em função do metaparâmetro θ, como se referiu anteriormente em 4.4.2.4. A simulação das decisões *P*, *M* e *O* para um grande número de cenários define as funções *BLAM* (θ) para cada uma das decisões e, a partir delas, as respectivas distribuições de probabilidades de *BLAM*. Para além das três decisões anteriormente estudadas e que, recorde-se, correspondiam às soluções óptimas para os cenários *P*, *M* e *O*, introduziu-se uma quarta decisão *A* que apenas difere da decisão *M* por ter $P1=0$ em vez de $P1=21.5$ MW e $P5=26$ MW em vez de $P5=12.3$ MW. Nesta alternativa *A*, não há portanto derivação de água para fora da bacia do Malema.

A figura 4.20 representa as funções *BLAM* (θ) para as quatro decisões e a função densidade de probabilidade do metaparâmetro θ que, como se definiu anteriormente, é

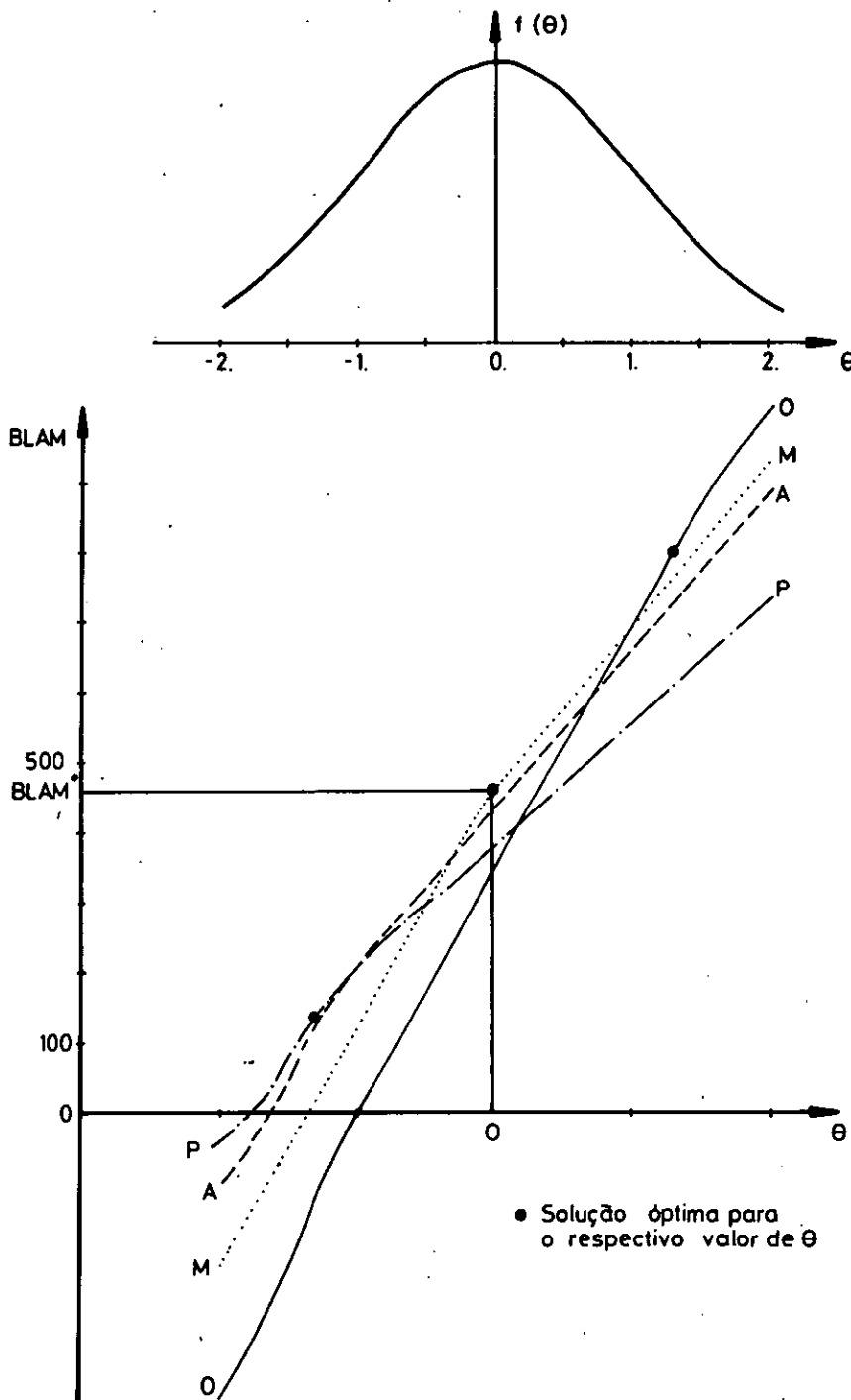



Fig. 4.20 — Funções BLAM (ϕ) e densidade de probabilidade de ϕ

normal $N(0,1)$. A partir daí, e utilizando a expressão (4.51), é simples determinar as curvas de robustez R_β (β) para as quatro alternativas, representadas na figura 4.21.

A figura 4.21 permite retirar algumas ilações:

— os valores negativos de β correspondem a valores de *BLAM* superiores a *BLAM**. Os valores de R_0 para *P*, *M*, *O*, *A* são respectivamente 0.35, 0.50, 0.35 e 0.44;

— $\beta = 1$. marca o limite correspondente a $BLAM = 0$, ou seja, as soluções originam prejuízos para $\beta > 1$. Os valores de R_1 são, na mesma ordem que anteriormente, 0.97, 0.92, 0.83 e 0.95. Se se adoptasse o critério de robustez de impôr que $R_1 \geq 0.90\text{-}0.95$, a decisão O seria eliminada, e a decisão *M* estaria no limite de aceitação;

— cada uma das decisões seria a mais robusta para determinados intervalos de β:
  — a decisão O é a mais robusta para $\beta < -0.5$;
  — a decisão *M* é a mais robusta para $-0.5 \leq \beta < 0.3$;
  — a decisão *A* é a mais robusta para $0.3 \leq \beta < 0.56$;
  — finalmente, a decisão *P* é a mais robusta para $\beta \geq 0.56$;.

— é interessante notar o comportamento da decisão *A* que, sendo uma decisão sub-óptima em cada um dos cenários *P*, *M*, *O*, tem no entanto uma resposta bastante boa perante variações dos cenários. Comparada com cada uma das restantes decisões, a sua robustez ou é superior ou é ligeiramente inferior;

— seleccionando os valores de R_β correspondentes a dois ou três níveis β e agregando-os aos valores de *EBLAM* poder-se-ía conduzir um processo de optimização com objectivos múltiplos.

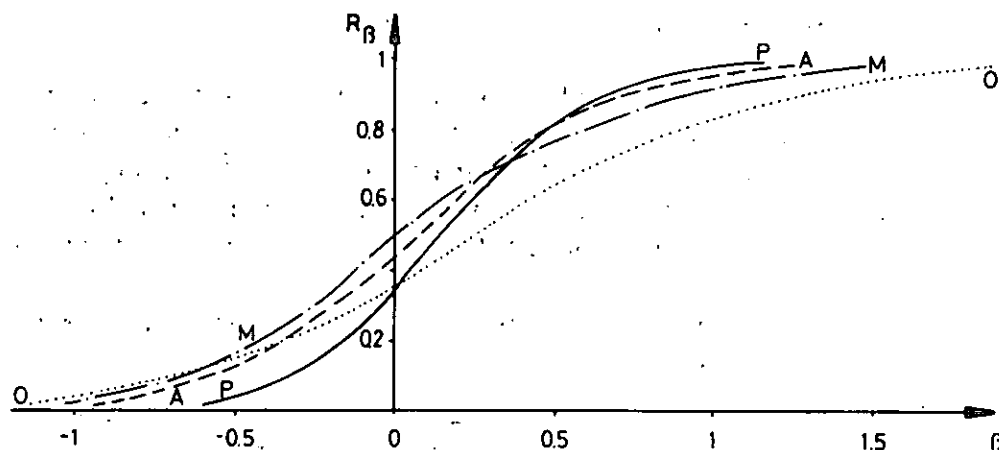



Fig. 4.21 — Curvas de robustez R_β para as alternativas consideradas no estudo do Malema

Pelas razões aduzidas no ponto 4.4.2.6, não se incluiu a incerteza hidrológica na análise de robustez mas, para se ficar com uma ideia mais precisa do seu impacto, fez-se a seguinte experiência: geraram-se aleatoriamente cem conjuntos de cenário - série sintética, simularam-se esses conjuntos para a decisão *M*, obtendo-se assim uma distribuição de *BLAM* englobando a incerteza dos parâmetros (cenário) e a incerteza hidrológica. Comparou-se essa distribuição com a distribuição de *BLAM* sem considerar incerteza hidrológica (figura 4.22), podendo concluir-se que o efeito da incerteza hidrológica não é muito importante e que os maiores afastamentos entre as duas distribuições se situam na zona dos valores de *BLAM* superiores a *BLAM**, menos interessante para a análise de robustez.

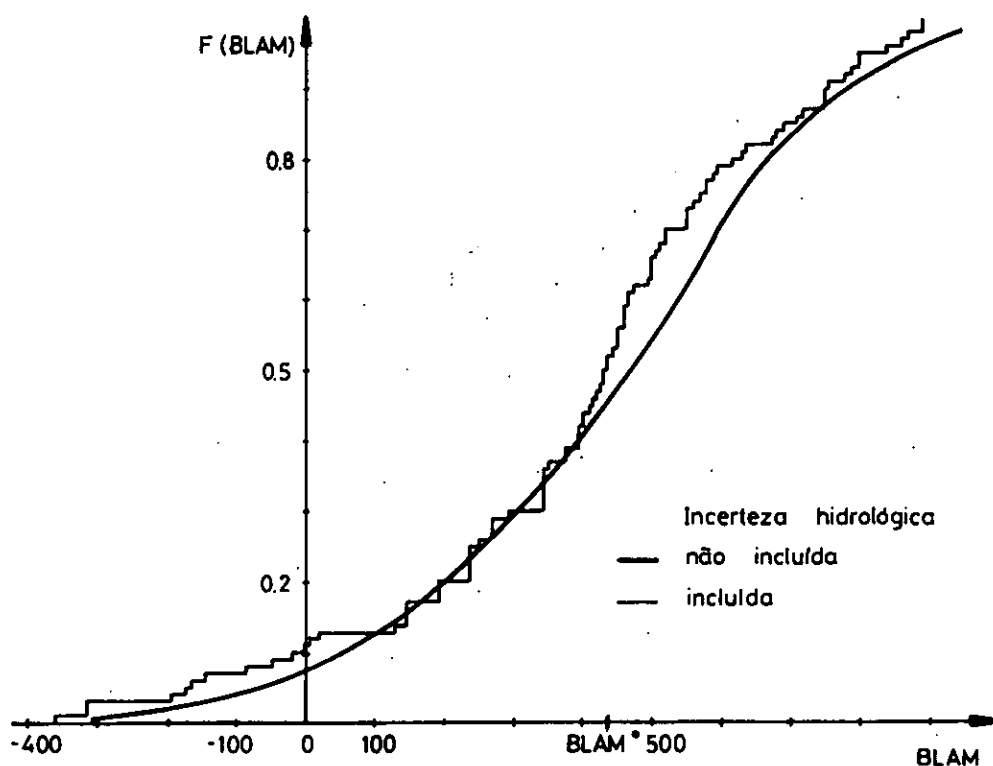



Fig. 4.22 — Distribuições de BLAM para a decisão M incluindo ou não a incerteza hidrológica

4.5 — Efeito do escalonamento

Viu-se nos pontos anteriores o grande impacto das incertezas que afectam todo o processo de planeamento. Uma componente desse processo, que pode contribuir para diminuir o impacto das incertezas, é o escalonamento dos projectos. Como se sabe, os projectos - albufeiras, centrais, áreas de regadio - definidos por um dado plano são construídos e entram em operação ao longo de períodos de tempo que podem atingir dezenas de anos.

É de prever que o escalonamento de projectos possa ser utilizado para minorar o impacto das incertezas. Com efeito,

— passados alguns anos sobre a elaboração do plano, cresce a informação disponível permitindo diminuir a incerteza na estimação dos parâmetros;
— as mudanças sócio-económicas traduzem-se por cenários diferentes do previsto. Essa mudança de cenário não é instântanea, mas vai ocorrendo ao longo do tempo, podendo aproveitar-se o escalonamento para actualizar periodicamente o plano, adequando-o às mudanças que vão ocorrendo.

É exactamente sobre este segundo aspecto que irá incidir a análise.

4.5.1 — *Metodologia utilizada*

Pretende-se analisar a importância que poderá ter uma actualização periódica do plano para diminuir o impacto da incerteza dos cenários. Para isso, aplicou-se a seguinte metodologia ao exemplo do Malema e às suas decisões P, M, O:

— cada cenário é caracterizado por um valor do metaparâmetro θ ;
— tal como se considerou no capítulo 3, todos os projectos são construídos num

período de vinte anos, construindo-se em tempo nulo no início de cada período de cinco anos ;

— o sistema é estudado para um período de 50 anos, com uma taxa de actualização de 10% ;
— no instante $t=0$, o cenário é M;
— o cenário varia ao longo de 20 anos, mantendo-se fixo no restante período ;
— consideraram-se quatro "caminhos" de evolução a partir do cenário M durante 20 anos, representados na figura 4.23:

1.º O cenário M evoluiu linearmente para o cenário P ;
2.º O cenário M evolui linearmente para o cenário O ;
3.º O cenário M evolui exponencialmente para o cenário P

$$\theta(t) = -1.28\,(1-e^{-\sqrt{t}}) \tag{4.54}$$

pois $\theta_M=0$ e $\theta_P=-1.28$;

4.º O cenário M mantém-se ;

— a possível vantagem do escalonamento é avaliada pelos resultados da decisão E que procede a uma actualização do plano, com correspondente redefinição do escalonamento, no início de cada período de cinco anos ;
— o critério de comparação das decisões é o valor do benefício líquido actualizado (BLA);
— a meta do abastecimento doméstico e industrial cresce com o tempo.

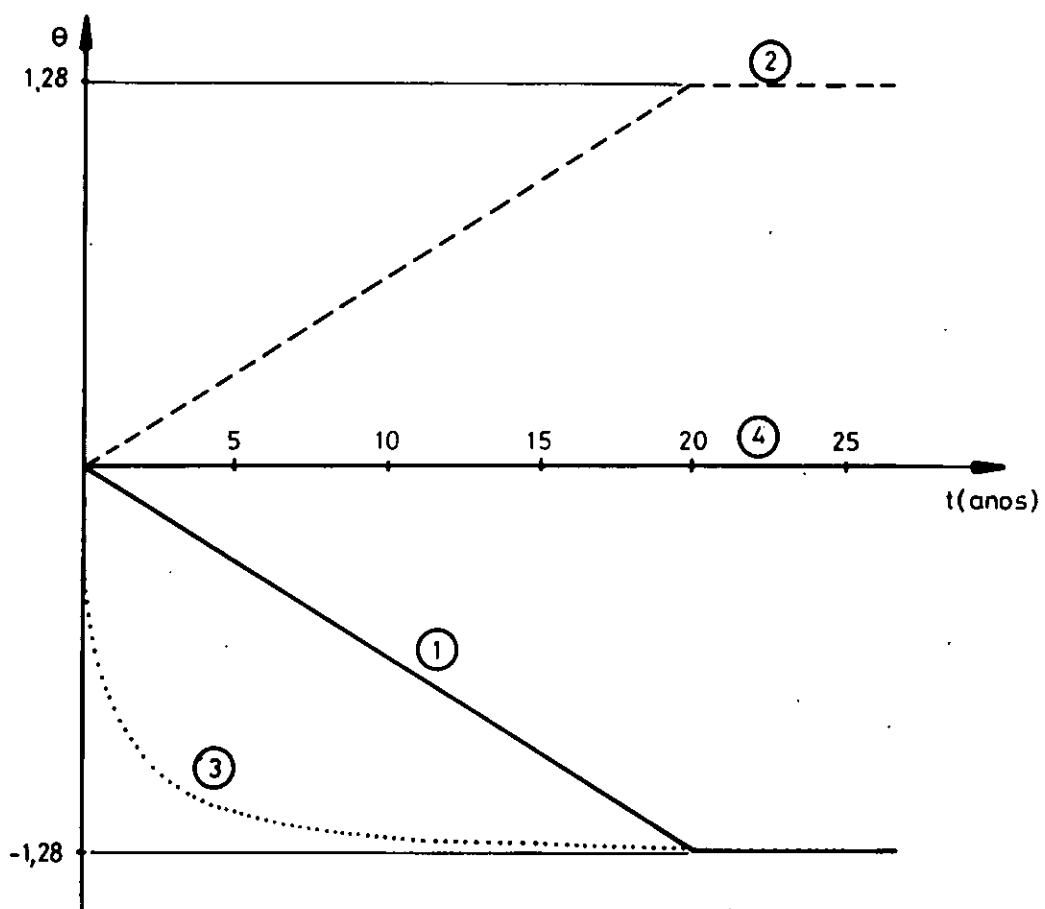



Fig. 4.23 — Caminhos de evolução do metaparâmetro ϕ

4.5.2 — *Resultados obtidos*

Os resultados obtidos aplicando ao estudo do Malema a metodologia definida no ponto anterior estão sinteticamente apresentados nos quadros 4.19 e 4.20 e na figura 4.24.

O quadro 4.19 apresenta valores de *BLA* para os quatro caminhos e quatro decisões consideradas. O quadro 4.20 apresenta as mudanças nos valores das variáveis de decisão ao longo dos vários períodos, para o 2.º caminho. A figura 4.24 representa a evolução de *BLA* com o tempo para o 3.º caminho.

QUADRO 4.19

Matriz de BLA para as várias decisões e "caminhos"

Caminho	Decisões				Vantagem da decisão E (%)
	P	M	O	E	
1.º : M→P (linearm.)	1179	1691	1082	1810	7
2.º : M→O (linearm.)	2014	3123	2867	3205	2.6
3.º : M→P (expon.)	867	1012	158	1283	27
4.º : M→M	1593	2517	1991	-	-

QUADRO 4.20

Evolução dos valores das variáveis de decisão ao longo dos vários períodos para o 2.º "caminho"

Variáveis de decisão	Períodos 1	2	3	4	5
Albufeiras					
1 - Malema 1	119				
2 - Namparro	132	110	140		
3 - Malema 5	43	45	50	50	45
4 - Malema 3	1	1			
5 - Nataleia 4	0	0	0	0	
6- Nataleia 2	62	60	60	60	
7 - Lalace	0	0	0	65	65
Centrais					
1 - Malema 1 /Licungo	21.5				
2 - Namparro	18	18	21		
3 - Malema 5	3.4	3.4	3.7	3.7	4.5
4 - Malema 3	0.3	0.3			
5 - Malema 1 /Malema	12.3				
Áreas de Rega					
Bloco 1	3850	3850	3850	3850	
Bloco 2	600	600	600	600	
Bloco 3	9500	9500(8100)	9500		
Bloco 4	11 600	11 600	11 600(2350)	11 600(7900)	11 600
Bloco 5	0	0	0	3500	3500

Os valores sublinhados são os dos projectos construídos em cada período

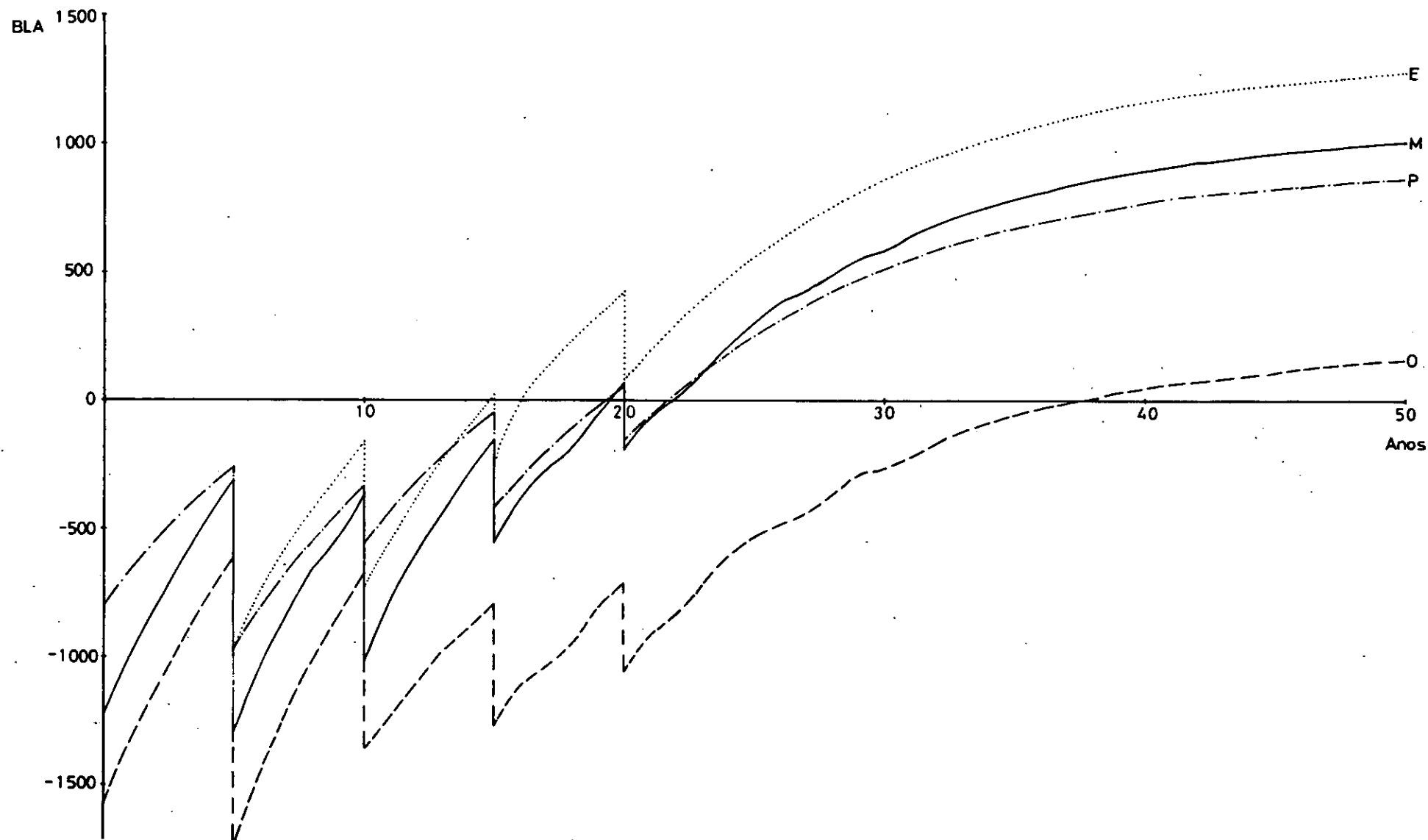



Fig. 4.24 — Evolução de BLA com o tempo para o 3.º "caminho"

Os resultados praticamente confirmam aquilo que a priori se esperava:

— a decisão E é sempre a melhor decisão;
— as vantagens da decisão E sobre a segunda melhor decisão (que nos casos estudados é sempre a decisão M) são maiores quando o cenário piora ($M \rightarrow P$) do que quando melhora ($M \rightarrow O$) e tornam-se realmente importantes quando a mudança de cenário é mais rápida como no 3.º caminho;
— mesmo quando se tende rapidamente para o cenário P, ainda o resultado da decisão M é superior ao da decisão P, reforçando a ideia da robustez da decisão M.

4.5.3 — *Escalonamento prioritário de projectos pouco sensíveis*

Em complemento à actualização periódica do plano, pode-se introduzir uma restrição adicional no sentido de minorar o impacto das incertezas que é dar prioridade no escalonamento aos projectos pouco sensíveis às incertezas do cenário.

Se se analisar o quadro 4.12 que apresenta as variáveis de decisão para os cenários P, M e O, verifica-se que muitas das variáveis são pouco sensíveis enquanto que algumas como as albufeiras Malema 5 e Lalace, as centrais 1 e 3 e os blocos de rega 1 e 2 têm valores parecidos nos cenários M e O mas se anulam no cenário P. Essas variáveis poderiam não ser consideradas no escalonamento no 1.º período. A continuação deste procedimento impõe que no início de cada um dos períodos seguintes se obtenha a solução óptima não apenas para o novo cenário M mas também para os novos cenários P e O.

4.6 — Resumo e Conclusões

Analisaram-se neste capítulo as principais fontes de incerteza que afectam o processo de planeamento de sistemas de albufeiras, o seu impacto no critério de avaliação do sistema, no caso do Malema o benefício líquido, e as formas de lidar com a incerteza.

De entre várias classificações possíveis das fontes de incerteza, adoptou-se a seguinte:

— aleatoriedade dos processos físicos;
— incerteza dos parâmetros;
— incerteza associada aos modelos.

Em relação à aleatoriedade dos processos físicos, concluiu-se que a componente fundamental a considerar eram os escoamentos, podendo desprezar-se a incerteza associada à evaporação e à evapotranspiração.

Quanto à incerteza dos parâmetros, considerou-se que ela podia decorrer de amostras limitadas, da dificuldade de prever o futuro e das possíveis modificações de metas político-sociais, sendo desprezável a incerteza de erros de medições hidrológicas.

Analisou-se a incerteza associada aos modelos e, em particular, ao modelo do Malema e considerou-se que ela podia ser ignorada.

Fez-se uma revisão sumária dos métodos que têm sido propostos para lidar com a incerteza, hidrológica e dos parâmetros, tendo retido para uma análise mais pormenorizada:

— os modelos de geração sintética de escoamentos;
— a análise de sensibilidade;
— a teoria da decisão;
— a análise de robustez;

o primeiro para a incerteza hidrológica e os outros para a incerteza dos parâmetros.

Os modelos de geração sintética de escoamentos têm constituído desde há vinte anos o processo padrão de analisar o efeito de incerteza hidrológica. Fez-se um estudo detalhado destes modelos, em correspondência aliás com o grande interesse que o tema tem ocupado na bibliografia técnica. Procurou-se sistematizar uma metodologia para comparar modelos de geração sintética, envolvendo não apenas a comparação de estatísticas das séries históricas e geradas mas também diversas características de armazenamento e falhas. Com base nessa metodologia, compararam-se quatro modelos de geração sintética:

— Thomas-Fiering;
— harmónicos;
— ARMA (1,1) periódico;
— Stedinger.

Concluiu-se que o melhor dos modelos era o de Stedinger. A partir do modelo univariado de Stedinger, propôs-se um modelo multivariado, testado pela mesma metodologia com resultados satisfatórios. Utilizando o modelo multivariado, gerou-se um grande número de séries sintéticas que foram simuladas, originando uma distribuição de probabilidades de *BLAM*. Essa distribuição de probabilidades foi caracterizada como sendo exponencial.

Analisou-se o problema da incerteza dos parâmetros hidrológicos e os processos de a incluir nos modelos de geração sintética. Adoptaram-se os métodos de Stedinger e de Draper e Smith que originaram resultados similares: novamente distribuições de probabilidades de *BLAM* exponenciais mas com caudas mais espessas.

A análise de sensibilidade, baseada nas variações marginais do critério de avaliação do sistema em resposta a variações dos parâmetros, é um auxiliar muito útil na determinação de impactos significativos e das variáveis cujo controle é mais importante. Tem, no entanto, bastantes limitações no que respeita ao processo de decisão: (i) pode ser difícil ter controle sobre parâmetros sócio-económicos, (ii) não se considera qual a probabilidade de variação dos parâmetros, e (iii) considera-se os parâmetros a variarem independentemente uns dos outros. A hipótese de os parâmetros terem variações independentes é também a principal limitação do método do "valor de mudança".

A teoria da decisão parece ser o método adequado para o problema de decisão em situação de incerteza. Pela sua compexidade, não se tem tentado aplicá-la a problemas do tipo do planeamento de sistemas de albufeiras. Para se poder utilizá-la no estudo do Malema, introduziram-se diversos elementos:

— três cenários futuros alternativos: mais provável, *M*; pessimista, *P*; optimista, *O*. Na construção destes cenários, considerou-se uma variação coerente (conjunta) dos diversos parâmetros,correspondente a possíveis evoluções da situação sócio-económica do País;
— soluções óptimas *M*, *P* e *O* correspondentes a cada um dos cenários;
— matriz dos benefícios de cada solução para cada um dos três cenários;
— probabilidades subjectivas atribuídas aos três cenários.

Concluiu-se que a decisão *M* seria a preferida pelo critério de Bayes enquanto o critério maximin optaria pela decisão *P*. Considerou-se que, em princípio, seria preferível adoptar o critério de Bayes. A decisão de Bayes depende das probabilidades atribuídas aos cenários, probabilidades essas afectadas de incerteza. Uma análise da robustez da decisão de Bayes mostrou que a decisão *M* era robusta.

A introdução dum metaparâmetro θ com uma distribuição de probabilidades normal e em função do qual ficariam definidos todos os parâmetros que compõem um cenário permitiu uma extensão da análise, passando a trabalhar-se com uma distribuição contínua de cenários em lugar de um número discreto.

Fez-se referência ao conceito de utilidade e mostrou-se que, no caso do Malema e estudos similares, trabalhar directamente com valores monetários é uma aproximação válida.

Retomou-se a análise de robustez proposta por Hashimoto. Concluiu-se do grande interesse da sua aplicação e propôs-se uma modificação à definição inicial de forma a simplificar a sua utilização. Discutiram-se as vias de aplicar o conceito: estabelecimento de compromissos entre o benefício líquido e a robustez ou imposição de certos critérios de robustez. A aplicação da análise de robustez ao estudo do Malema permitiu evidenciar que soluções sub-óptimas podem ser mais robustas.

Do conjunto destas análises, ressaltou o enorme impacto das variações do cenário sócio-económico, impacto este bastante superior ao da incerteza hidrológica em problemas de planeamento de sistemas de albufeiras, recebendo em contrapartida bastante menos atenção como se detecta comparando a bibliografia técnica dedicada a um e a outro assunto.

Por último, procurou-se ficar com uma ideia da importância do escalonamento de projectos para a minoração do impacto das incertezas dos parâmetros para o que se considerou o metaparâmetro θ, definidor de cenários, a evoluir no tempo segundo vários "caminhos". Concluiu-se que a decisão obtida por actualização periódica do plano é vantajosa, sendo-o tanto mais quanto mais rápida fôr a variação do cenário.

CAPÍTULO 5

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS DE ALBUFEIRAS

CAPÍTULO 5

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS DE ALBUFEIRAS

5.1 — Introdução

No estudo de sistemas de albufeiras, e de sistemas de recursos hídricos em geral, interessa não apenas o comportamento económico do sistema, que foi objecto de atenção nos dois capítulos anteriores, mas também o seu comportamento físico, entendido como o conjunto de respostas do sistema às metas fixadas.

Em situações extremas de afluência de água - cheias ou períodos de seca - o sistema terá maior dificuldade em cumprir as metas e poderá mesmo não o conseguir originando uma *falha*. A caracterização das falhas exige múltiplos atributos como adiante se verá.

As falhas refletem-se duma maneira agregada nos resultados económicos, já que, habitualmente, o não cumprimento das metas é penalizado. Torna-se necessária, porém, uma análise mais detalhada pois a mesma penalização económica pode ser fruto de falhas com características diversas e com diferente aceitação por parte dos utentes. Tome-se como exemplo ilustrativo um abastecimento de água a uma cidade e duas falhas: a primeira dura três meses com uma deficiência no abastecimento de 10%; a segunda dura um mês e a deficiência é de 30%.

Importa referir que as falhas do sistema não se devem apenas a carências de água mas também a falhas do equipamento necessário para levar o serviço até ao utente, quer se trate de sistemas de abastecimento de água, de regadios ou de produção e transporte de energia. O tratamento conjunto destas duas potenciais causas de falhas tem sido quase inexistente.

Constitui tendência absolutamente geral a pretensão de que os sistemas tenham uma *fiabilidade* [1] elevada, superior a 70% e em muitos casos ultrapassando os 90%, isto é, independentemente das penalizações económicas, os utentes dum sistema de recursos hídricos aceitam mal que as diversas respostas do sistema (energia, produção agrícola, abastecimento urbano e industrial) tenham grande instabilidade.

Nesta capítulo analisam-se processos de caracterização das falhas e vias para inclusão das condições de fiabilidade nos modelos de dimensionamento.

---

[1] Adiante o conceito de fiabilidade é definido com precisão. Para já pode definir-se genericamente como a probabilidade de não ocorrerem falhas. Por vezes o termo *garantia* é utilizado como sinónimo de fiabilidade.

5.2 — Caracterização das falhas

5.2.1 — *Conceito tradicional de fiabilidade*

A fiabilidade é definida como a probabilidade de não ocorrer uma falha. A tradução matemática desta definição é imediata (cf. HASHIMOTO 1980):

— suponha-se que a resposta x_t dum sistema para $t = 1,2,...T$ períodos de tempo é descrita por um processo estacionário discreto

— X_t tem de pertencer ou ao subconjunto A (resultado aceitável) ou ao subconjunto E (falha). Seja a o número de períodos em que $X_t \varepsilon$ A.

Então a *fiabilidade* é o valor F dado por

$$F = \lim_{T \to \infty} \frac{a}{T} \tag{5.1}$$

Na base desta definição de fiabilidade, têm sido propostas normas: valores mínimos de fiabilidade do sistema de acordo com o tipo de utilização da água. Assim, UN 1974 refere valores de fiabilidade de 90-97% para o abastecimento doméstico urbano, 80-90% para o abastecimento doméstico rural, 90-97% para o abastecimento industrial, 75-95% para a energia e 75-85% para a irrigação. QUINTELA 1979 apresenta valores similares apenas diferindo para o abastecimento industrial, 75-95%, e para a energia, 75-99%. VELIKANOV e KLEPOV 1984, referindo-se aos abastecimentos doméstico e industrial na URSS e na RDA, apresentam os seguintes valores de fiabilidade:

— na URSS consideram-se três categorias de utilizadores: a primeira engloba as indústrias mais importantes e o consumo doméstico nas cidades com mais de 50 mil habitantes, $F = 95\%$; a segunda engloba as restantes indústrias e cidades, $F = 90\%$; a terceira, as pequenas povoações, $F = 85\%$.

— na RDA o abastecimento urbano exige valores de F de 95-99%; para as indústrias fundamentais para a economia do país, $F = 95\text{-}98\%$ e para as restantes indústrias, $F = 85\text{-}95\%$.

A definição de fiabilidade dada em (5.1), quando considerada como único parâmetro de caracterização das falhas, foi-se revelando insuficiente. Por exemplo, em sistemas de abastecimento de água ou de irrigação, o volume do défice de água pode ser mais importante que a frequência das falhas. Foi sugerido modificar-se a definição de fiabilidade que passaria a ser (FIERING e JACKSON 1971, MC MAHON e MEIN 1978):

$$F_v = \lim_{T \to \infty} \frac{1}{T} \sum_{t=1}^{T} \frac{X_t}{M_t} \tag{5.2}$$

em que X_t é o valor da resposta no período t e M_t a meta pretendida nesse período. F_v é designada como *fiabilidade volumétrica*.

No entanto, o problema não fica resolvido porque, de facto, F e F_v representam características distintas das falhas, ambas importantes. Por isso, torna-se necessário abandonar a ideia de caracterizar as falhas através dum único parâmetro.

5.2.2 — *Características importantes das falhas*

A tendência actual é de considerar, como propõem HASHIMOTO 1980 e WHITE 1980, diversos parâmetros relacionados com as características mais importantes das falhas que são as seguintes:

— a sua frequência;
— a sua intensidade ou magnitude;
— a sua duração.

Estas três características não são redutíveis entre si e devem ser todas consideradas, como ressalta da análise de alguns exemplos característicos.

a) Abastecimento doméstico urbano - sempre que o sistema não é capaz de fornecer as metas de água são introduzidas restrições no consumo com o consequente desconforto para os utentes. Esse desconforto varia em função das características das falhas. Assim:
- falhas frequentes e pouco intervaladas provocam grande insatisfação;
- falhas de grande magnitude podem ser consideradas inaceitáveis pelos utentes mesmo que a sua frequência seja baixa;
- falhas de grande magnitude mas de muito curta duração podem ser melhor toleradas do que falhas menos intensas mas de longa duração.

Situações similares às do abastecimento doméstico urbano ocorrem para o abastecimento industrial e para a produção de energia.

b) Irrigação - o problema das falhas de irrigação é bastante complexo devido a algumas características muito próprias desta utilização da água (DOORENBOS e KASSAM 1979):
- uma mesma carência de água tem impactos negativos distintos conforme a cultura afectada;
- uma mesma carência de água para uma dada cultura tem impactos negativos distintos consoante a fase do ciclo de crescimento da planta que é afectada;
- em primeira aproximação, pode considerar-se que, se num dado período de tempo duma época de cultivo certas áreas não foram irrigadas, as culturas dessas áreas perdem-se e não serão irrigadas nos restantes períodos da mesma época de cultivo.

DOORENBOS e KASSAM 1979 propõem a seguinte relação, válida para défices inferiores a 50% da dotação

$$Y_r = Y_{max} \left[1 - K_y \left(1 - \frac{ET_r}{ET_p}\right)\right] \qquad (5.3)$$

em que Y_r é o rendimento unitário efectivo da cultura, Y_{max} é o rendimento da cultura se não houver carência de água, ET_r é a evapotranspiração real, ET_p é a evapotranspiração potencial e K_y um factor de rendimento obtido de experimentação e podendo variar durante o crescimento da planta. Por esta relação entre défice e redução do rendimento ser praticamente linear torna-se equivalente transpôr o défice para o rendimento unitário (mantendo a área mas diminuindo a dotação) ou, como se fez no estudo do Malema, transpô-lo para a área irrigada (diminuição da área mantendo a dotação e o rendimento unitário).

Estes aspectos específicos dos sistemas de regadio devem ser considerados na análise das falhas que, tal como para o abastecimento urbano e outras utilizações, envolvem problemas de:

— frequência e duração - enquanto falhas pouco frequentes e de pequena duração podem ser resolvidas sem grande dificuldade, as frequentes ou de grande duração podem exceder as capacidades das reservas locais, das disponibilidades regionais e dos sistemas de transporte;
— magnitude - também para irrigação grandes défices apenas são tolerados se correspondem a frequências bastante baixas.

As falhas do sistema têm três grandes origens principais:

— carência de água;
— falhas dos equipamentos;
— falhas humanas.

As falhas humanas correspondem a actuações ineficientes dos operadores do sistema e podem, eventualmente, ser importantes. No entanto, não se conhecem elementos bastantes para as caracterizar com razoável precisão.

Por falhas dos equipamentos entende-se quaisquer falhas que não humanas ou de carência de água nas tomadas e que imponham restrições nos serviços prestados aos utentes. Podem ser, por exemplo, os seguintes casos:

— avaria em alguma das componentes dos sistemas de produção de energia (turbinas, circuito hidráulico), transformação e distribuição;
— avaria em alguma das componentes dum sistema de abastecimento de água (bombas, estação de tratamento, elevação, adução, distribuição);
— deficiente manutenção de canais de rega, avaria no sistema de aspersão.

Importa aqui salientar que falhas se definem em relação aos utentes pelo que a distinção apresentada entre as possíveis origens das falhas tem apenas interesse como sistematização. Portanto, as falhas de água, dos equipamentos e humanos devem ser analisadas conjuntamente nos seus impactos junto dos utentes. Infelizmente, essa análise conjunta não tem sido feita para sistemas de recursos hídricos: já atrás se referiu que não há elementos suficientes sobre falhas humanas e os estudos sobre falhas de equipamento não consideram simultâneamente falhas de água.

Problemas de fiabilidade ligados a falhas de equipamento têm sido bastante estudados em sistemas eléctricos. Em sistemas de recursos hídricos podem referir-se os estudos de DAMELIN *et al.* 1972 e SHAMIR e HOWARD 1981 respeitantes a sistemas de abastecimento de água em que se considera que:

— podem falhar componentes como bombas, motores e orgãos de comando;
— o tempo decorrido entre falhas é dado por uma distribuição exponencial e o tempo de reparação por uma distribuição log-normal.

Os autores citados obtêm, com base em informação de sistemas em operação, valores elevados de fiabilidade: superior a 99% em média, superior a 97% nos anos mais desfavoráveis. Duma maneira geral, pode considerar-se que, em condições normais de operação, as fiabilidades dos sistemas de abastecimento de água, energia e irrigação, considerando apenas falhas de equipamento, são elevadas, 95 a 99%.

Admitindo, como parece lógico, que as falhas de equipamento ocorrem independentemente das falhas de água e que a probabilidade de falhas do equipamento é bastante

baixa, pode aceitar-se que, em primeira aproximação, a fiabilidade do sistema é dada pela fiabilidade devida apenas às falhas de água.

Assim, no presente estudo apenas vão ser consideradas as falhas correpondentes às carências de água.

5.2.3 — *Índices de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade*

Considerando como características mais importantes das falhas a sua frequência, duração e intensidade, HASHIMOTO 1980 propõe a adopção de três parâmetros ou índices para a respectiva quantificação, designando-os por fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade.

A *fiabilidade* foi já definida pela relação (5.1) no ponto 5.2.1.

O conceito de *resiliência* foi introduzido por Holling em 1973 na análise de comportamento de ecossistemas. Holling destaca que os ecossistemas são fundamentalmente sistemas dinâmicos, com vários segmentos estáveis sendo essa estabilidade nuns casos aceitável e noutros, inaceitável. Não só as componentes dum sistema transitam de um segmento estável para outro, mas também as interacções entre as várias componentes evoluem dinamicamente. Resiliência é qualitativamente definida como a propriedade que permite a um sistema absorver a mudança, ou seja, recuperar duma perturbação que o fez sair duma zona de estabilidade voltando para a mesma ou para outra zona de estabilidade aceitável (HOLLING 1978).

GRUMM 1976 sugere medidas de resiliência como:

- a distância à situação mais próxima correspondente a um comportamento catastrófico;
- dimensão relativa dos estados estáveis considerados aceitáveis.

O conceito de resiliência tem vindo a ser estendido a outras áreas como, por exemplo, o comportamento de instituições sócio-políticas (HOLLING 1978) ou de sistemas económicos (BREITENECKER e GRUMM 1981). A sua utilização em problemas de recursos hídricos foi iniciada por M. B. Fiering com vários trabalhos a partir de 1974 nos quais propôs diversas medidas de resiliência. O índice de resiliência que se irá adoptar é, porém, o proposto por HASHIMOTO 1980 e que é quantificado da seguinte maneira:

- a resposta X_t dum sistema para $t = 1,2,...T$ períodos de tempo é descrita por um processo estacionário discreto;
- X_t tem de pertencer ou ao subconjunto A (resultado aceitável) ou ao subconjunto E (falha);
- seja f o número de vezes em que $X_t \in E$, número de períodos de falha
- seja nf o número de vezes em que $X_t \in E$, $X_{t+1} \in A$, isto é, o número de falhas

Então a variável $T_f = \dfrac{f}{nf}$ representa o tempo médio de duração duma falha. A variável R dada por

$$R = \lim_{T \to \infty} \frac{1}{T_f} = \lim_{T \to \infty} \frac{nf}{f} = P[X_{t+1} \in A | X_t \in E] \tag{5.4}$$

é o *índice de resiliência* (ou simplesmente resiliência), traduzindo a probabilidade de recuperação do sistema a partir dum estado de falha.

Para considerar a intensidade ou magnitude das falhas, HASHIMOTO 1980 propõe

o conceito de *vulnerabilidade*, posteriormente generalizado por HENRIQUES 1982b. A ideia essencial da utilidade deste índice é que, não havendo nenhum sistema que seja totalmente seguro ("fail-safe systems"), é vantajoso que, em caso de ocorrência de falhas, os prejuízos sejam os menores possíveis ("safe-fail systems"). Alguns exemplos permitem ilustrar o conceito:

— a utilização do cinto de segurança no automóvel não diminui a probabilidade do acidente mas diminui a probabilidade de ele ser mortal;

— a rotura de barragens de betão, sujeitas à acção dos sismos, podem conduzir a prejuízos muito maiores do que a rotura de barragens de terra com as mesmas dimensões, isto porque a rotura das barragens de betão se produz muito mais rapidamente;

— em certos países é obrigatório associar a construção de qualquer grande barragem a um estudo da onda de cheia provocada pela rotura da barragem e à instalação dum sistema de aviso de cheias e protecção civil. Assim, embora a barragem seja dimensionada para não sofrer rotura, procura-se diminuir a vulnerabilidade do sistema.

HASHIMOTO 1980 define a vulnerabilidade V como a esperança do pior valor que pode ocorrer em cada sequência $\{X_t : X_t \in E\}$
Um processo imediato de determinar V é determinar os piores valores X_i que ocorrem em cada sequência de falhas, $i=1,2,...,nf$, e calcular

$$V=\frac{\sum_{i=1}^{nf} X_i}{nf} \tag{5.5}$$

HENRIQUES 1982b generaliza esta definição substituindo a variável X por uma variável U dada por

$$U_t=\begin{cases} 0 & \text{se } X_t \geq M_t \\ f(M_t - X_t), \quad p.\ ex.^o \left(\frac{M_t - X_t}{M_t}\right)^{\beta} & \text{se } X_t < M_t \end{cases} \tag{5.6}$$

em que M_t é a meta pretendida no período t e β um coeficiente que permite penalizar os défices por uma função não linear. Em cada sequência de falhas selecciona-se o máximo valor de U, U_{max_i}, ou a soma dos valores de U. A *vulnerabilidade* será então calculada de acordo com as definições alternativas por

$$V^1=\frac{\sum_{i=1}^{nf} U_{max_i}}{nf} \tag{5.7}$$

ou

$$V^2=\frac{\sum_{i=1}^{T} U_t}{nf} \tag{5.8}$$

V^1 representa a esperança da pior consequência que pode ocorrer numa sequência de falhas enquanto V^2 representa a esperança das consequências dos défices acumulados numa sequência de falhas.

A formulação apresentada por HENRIQUES 1982b tem como vantagens em relação à de HASHIMOTO 1980:

— o facto de U_t ser uma variável padronizada, com valores entre 0 e 1; para $\beta = 1$, U_t é o défice expresso como percentagem da meta;

— a introdução do coeficiente β permite, por exemplo para $\beta > 1$, penalizar mais fortemente os grandes défices. No entanto, no que se segue ir-se-á adoptar $\beta = 1$ já que se pretende caracterizar as falhas e não considerar as suas consequências em termos de penalização.

Apresenta-se em seguida um exemplo que ilustra a caracterização de falhas utilizando os índices de fiabilidade, *F*, resiliência, *R*, e vulnerabilidade, *V*.

Considere-se a sequência de escoamentos em vinte períodos de tempo que se apresenta no quadro 5.1. A média da série é 4.6 unidades e o desvio padrão 2.13. Suponha-se que se pretende fornecer uma meta constante de 4 unidades. Verifica-se existirem 4 sequências de falhas, conduzindo a valores de $F = 0.65$, $R = 0.57$, $V^1 = 0.50$, $V^2 = 0.75$.

QUADRO 5.1

Exemplo ilustrativo da aplicação dos índices de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade

	Períodos de tempo																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Esc. afluentes	4	6	2	3	7	4	5	8	3	1	6	6	5	3	5	9	4	2	2	7
X_t (c/regul.)	4	4	4	3	5	4	5	8	4	2	4	6	5	4	4	9	4	4	2	5
X_t^* (c/regul.)	4	4	3	3.5	5.5	4	5	8	3.5	2.5	4	6	5	3.5	4.5	9	4	3	3	5

Considere-se que se introduz uma albufeira de regularização com uma capacidade de duas unidades e operada segundo a regra de operação padrão. As descargas X_t estão representadas também no quadro 5.1. O cálculo dos índices de caracterização das falhas conduz aos valores $F = 0.85$, $R = 1.0$, $V^1 = 0.42$, $V^2 = 0.42$. É bem claro o efeito positivo da regularização que conduz a aumentos da fiabilidade e da resiliência e a uma diminuição da vulnerabilidade.

Normalmente é possível fazer variar os valores de *F*, *R* e V modificando as regras de operação. O processo mais frequente é o de reduzir a vulnerabilidade através da diminuição da fiabilidade, ou seja, diminuir a magnitude dos maiores défices aumentando o número de pequenos défices (efeito de "hedging" ou adoçamento). Suponha-se que, quando o escoamento afluente é inferior a 4 unidades, a descarga não utiliza toda a reserva da albufeira necessária para atingir a meta de 4 unidades mas segue a lei

$$X_t^* = 2 + 0.5\ I_t \tag{5.9}$$

em que I_t é o escoamento afluente. A série de descargas originada por esta nova regra de operação está representada no quadro 5.1 e a partir dela obtem-se $F = 0.65$, $R = 0.57$, $V^1 = 0.25$, $V^2 = 0.375$. A vulnerabilidade diminui, de facto, mas à custa duma diminuição dos valores de fiabilidade e resiliência.

5.3 — Critérios de comportamento de sistemas de albufeiras

Sendo inevitável que ocorram falhas ao longo da vida dum sistema de recursos hídricos, é desejável que essas falhas tenham baixa frequência, duração e magnitude. Na fase de planeamento de um sistema de albufeiras podem utilizar-se os conceitos de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade para dimensionar um sistema que, além de bons resultados económicos, tenha um comportamento satisfatório.

5.3.1 — *Critérios baseados nos índices de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade*

Os índices F, R e V permitem quantificar as características de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade dum sistema de recursos hídricos.

Um dos processos de utilização destes índices é a fixação de normas: valores limite que os índices deverão cumprir. Viu-se no ponto 5.2.1 valores habitualmente considerados para a fiabilidade consoante o tipo de utilização. Infelizmente, o mesmo não acontece com as características de duração e magnitude das falhas, tornando-se por isso bastante difícil fixar normas para a resiliência e para a vulnerabilidade. Quase nada é referido quanto à duração aceitável das falhas e, no que respeita à magnitude, há referências pouco sistemáticas como, por exemplo, VELIKANOV e KLEPOV 1984 indicando que, na URSS, défices superiores a 30% no abastecimento urbano devem ter uma probabilidade de ocorrência muito baixa.

HASHIMOTO 1980, HASHIMOTO *et al.* 1982 sugerem que os índices F, R e V sejam utilizados num processo de optimização com objectivos múltiplos, em paralelo com critérios económicos e de robustez que se referiram no capítulo 4. Seria então possível definir as alternativas não dominadas e estabelecer os compromissos mais desejáveis, como por exemplo uma diminuição do benefício líquido em compensação por uma melhoria nas características de comportamento do sistema. Mesmo assim, parece desejável que ao estabelecer esses compromissos o agente de decisão tenha uma ideia clara de quando se está a aproximar de características de comportamento dificilmente aceitáveis pelos utilizadores.

Os conceitos de resiliência e vulnerabilidade introduzidos por Hashimoto no estudo de sistemas de recursos hídricos representam, sem dúvida, em conjunto com a fiabilidade, um significativo avanço no sentido de caracterizar as falhas do sistema. Há, no entanto, dois aspectos negativos que merecem consideração:

— os três índices aparecem como totalmente independentes: quando se determina a fiabilidade, ela não reflecte a magnitude das falhas ou a sua duração;
— a vulnerabilidade, por ser determinada como um valor médio, pode apresentar como similares situações de falha bastante diferenciadas.

Considere-se o seguinte exemplo: em duas séries com a duração de vinte períodos de tempo, correspondentes a escoamentos regularizados com regras de operação distintas, e a partir dos quais se fornece uma meta constante, determinaram-se as características das falhas, sendo as magnitudes expressas em fracções da meta, quadro 5.2.

Para ambas as séries obtem-se $F = 0.75$, $R = 1.0$, $V = 0.13$. No entanto, é natural que um agente de decisão não seja indiferente entre as duas séries, antes optando por uma ou por outra conforme considere preferível ter normalmente falhas de pequena magnitude e com muito baixa frequência, apenas uma falha de grande magnitude, ou ter normalmente falhas de média magnitude sendo quase nula a probabilidade duma falha de grande magnitude.

QUADRO 5.2
Falhas diferentes originando os mesmos valores de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade

Período	4	7	11	14	18
Magnitude da falha série 1	0.10	0.10	0.10	0.25	0.10
Magnitude da falha série 2	0.01	0.02	0.02	0.50	0.10

Para dar resposta a estas críticas, estudou-se uma formulação alternativa que se apresenta em seguida.

5.3.2 — *Critérios baseados em índices modificados de fiabilidade e resiliência*

5.3.2.1 — Modificações das definições de fiabilidade e resiliência

Basicamente, a modificação que se propõe consiste em definir a fiabilidade e a resiliência em função da magnitude das falhas. Com efeito, o comportamento dos utilizadores é normalmente o de aceitarem fiabilidades baixas para pequenos défices (pode ser pouco importante se um défice de 1% estiver constantemente a ocorrer) e exigirem fiabilidades elevadas para défices importantes. Situação semelhante se passa com a resiliência.

Esta ideia já aparece esboçada em JAMIESON 1978 e em UNDERHILL e SAGARDOY 1978. JAMIESON 1978 sugere a fixação duma hierarquia de fiabilidades para diferentes níveis de défice no abastecimento urbano. UNDERHILL e SAGARDOY 1978 propõem uma curva de risco aceitável para a irrigação, em que o risco (probabilidade de ocorrência de falha) aceitável é função do nível de défice expresso como redução do rendimento das culturas.

Considere-se então a variável d, nível de défice ou simplesmente défice, definida por

$$d = \begin{cases} 0 & \text{se } X_t \geq M_t \\ \dfrac{M_t - X_t}{M_t} & \text{se } X_t < M_t \end{cases} \tag{5.10}$$

d é portanto o défice expresso em função da meta M_t.

A fiabilidade F e a resiliência R são ainda definidas como em (5.1) e (5.4) respectivamente mas apenas se contabilizando as falhas cuja magnitude excede um valor limite d_l relativamente ao qual se obtêm F_d e R_d. Assim, considerando o exemplo apresentado no quadro 5.1, com a meta constante de 4 unidades e considerando não haver regularização, pode organizar-se o quadro 5.3.

QUADRO 5.3
Falhas definidas em função do défice

Défice limite d_l	f	nf	Períodos de falha ($d \geq d_l$)						
0.25	7	4	3 (0.50)	4 (0.25)	9 (0.25)	10 (0.75)	14 (0.25)	18 (0.50)	19 (0.50)
0.50	4	3	3			10		18	19
0.75	1	1				10			

Obtêm-se então os seguintes valores:

$F_{0.25}=0.65$ $\quad F_{0.50}=0.80$ $\quad F_{0.75}=0.95$

$R_{0.25}=0.57$ $\quad R_{0.50}=0.75$ $\quad R_{0.75}=1.0$

Estes resultados são interpretados da seguinte forma:

— a probabilidade dum período de falha com um défice maior ou igual a 50% da meta é de $1-0.80=0.20$;

— a probabilidade do sistema, estando em falha com um défice maior ou igual a 25% da meta, recuperar para uma situação aceitável (sem falha ou com défice inferior a 25%) é de 0.57;

— ou, inversamente, o tempo médio de duração duma falha com défice superior ou igual a 25% da meta é 1.75 períodos de tempo.

Esta formulação alternativa ultrapassa, portanto, as críticas feitas aos critérios de Hashimoto, considerando a fiabilidade e a resiliência ligadas à magnitude das falhas e restringindo o índice de vulnerabilidade a uma caracterização em termos médios da gravidade das falhas.

As três variáveis d, F_d e R_d têm todas o domínio [0,1]: F_d e R_d são probabilidades e d é o défice expresso como fracção da meta.

5.3.2.2 — Curvas limite de fiabilidade e resiliência

A nova formulação adoptada para a definição da fiabilidade e da resiliência presta-se à fixação de normas/valores mínimos em termos de curvas limite em lugar de valores únicos. Ter-se-á então que as curvas de fiabilidade e resiliência do sistema em estudo se deverão situar inteiramente acima destas curvas limite. Se a determinação das curvas de fiabilidade e resiliência dum sistema não oferece qualquer dificuldade — viu-se no exemplo do quadro 5.3 a determinação de três pontos de cada uma das curvas —, o problema que se coloca imediatamente é o da definição das referidas curvas limite que constituem as normas a cumprir pelo sistema. Com efeito, viu-se anteriormente que para a fiabilidade são habitualmente adoptados determinados valores, embora sem correspondência com magnitudes das falhas; e para a resiliência nem mesmo esses valores existem.

Para superar esta dificuldade, consideraram-se dois processos a utilizar em conjunto:

— uma análise da forma que essas curvas devem assumir e propostas tentativas para a sua definição;

— definição duma metodologia que permita definir as curvas a partir de informação existente relativa ao comportamento de sistemas de recursos hídricos com diversos tipos de utilizadores e com diferentes condições sócioeconómicas.

Para uma primeira definição da forma das curvas de F_d e R_d verificou-se que:

— para d muito pequeno, a fiabilidade pode ser praticamente nula, sendo no limite, $F_0=0$;

— *para valores altos de d*, a fiabilidade tem de ser próxima de 1, sendo no limite, $F_1=1$;

— *a partir de* $d=0$, a fiabilidade cresce rapidamente; por exemplo, para $d=0.50$, a fiabilidade deve ser bastante superior a 0.50. Portanto, a curva de fiabilidade deve ser côncava.

As mesmas considerações aplicam-se à curva de resiliência.

A forma geral das curvas será então a indicada na figura 5.1.

Uma função que tem a forma genérica da curva representada na figura 5.1 é a exponencial

$$f(d)=1-e^{-\alpha d} \tag{5.11}$$

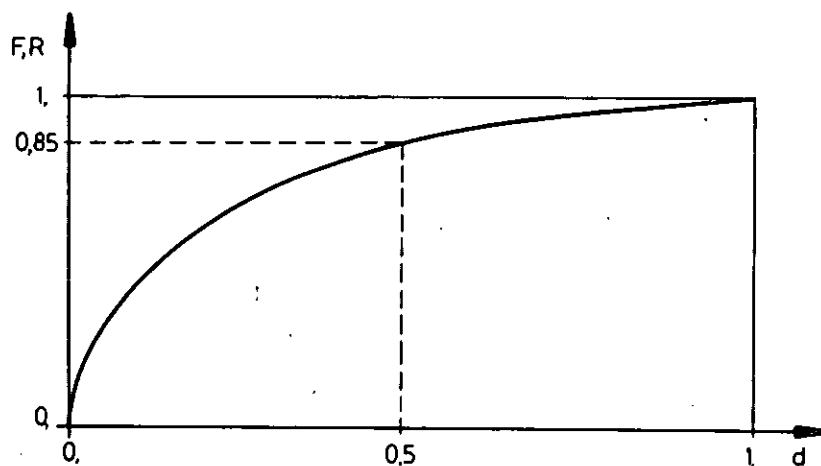



Fig. 5.1 — Forma genérica das curvas de fiabilidade e resiliência

Esta função revelou-se conveniente para uma primeira definição das curvas de fiabilidade e resiliência pois, para além de ter a forma pretendida, inclui um único parâmetro, α, o que é vantajoso numa situação em que se dispõe de pouca informação para aferição das curvas.

É necessário definir curvas limite de fiabilidade e resiliência para cada tipo de utilização: abastecimento doméstico urbano e rural, abastecimento industrial, irrigação, qualidade de água, produção de energia, navegação e outras utilizações.

Para as curvas de fiabilidade adoptaram-se valores de α de forma a procurar ajustar os valores de fiabilidade para $d=0.25$-0.50 aos valores de fiabilidade habitualmente utilizados como norma (UN 1974, QUINTELA 1979). Como no estudo do Malema se consideraram as utilizações de irrigação, produção de energia, abastecimento urbano doméstico e industrial e caudal de diluição para conservação da qualidade da água, apresentam-se as respectivas curvas de fiabilidade na figura 5.2. Os valores que se obtiveram para o parâmetro α foram:

— para a irrigação, $\alpha=4$;
— para a produção de energia e o abastecimento industrial, $\alpha=6$;
— para o abastecimento doméstico urbano, $\alpha=8$;
— para a qualidade da água, $\alpha=12$;

Em relação à resiliência, não se dispondo de quaisquer elementos para a sua aferição, optou-se por simplificar as curvas transformando-as em dois troços rectos, definindo-se qual o valor limite do défice a partir do qual a resiliência deve ser praticamente igual a 1, ou seja, o tempo de duração da falha com esse défice seja apenas 1 período de tempo.

Assim, admitiu-se os seguintes valores limites para os défices, a partir dos quais $R=1$:

— para a irrigação, $d=1.$;
— para a produção de energia e abastecimento industrial, $d=2/3$;
— para o abastecimento doméstico urbano, $d=0.5$;
— para a qualidade da água, $d=0.4$;

As curvas de resiliência resultantes estão representadas na figura 5.3.

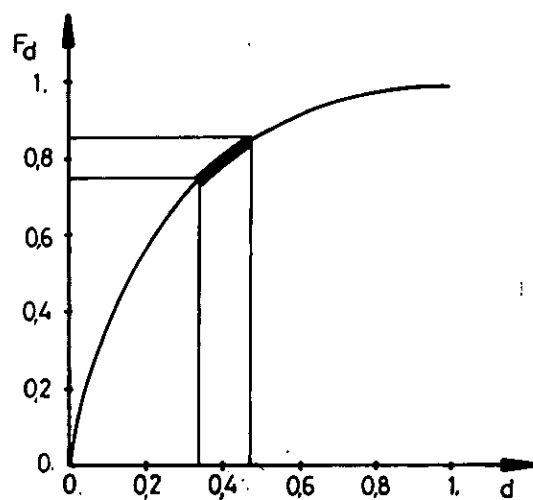
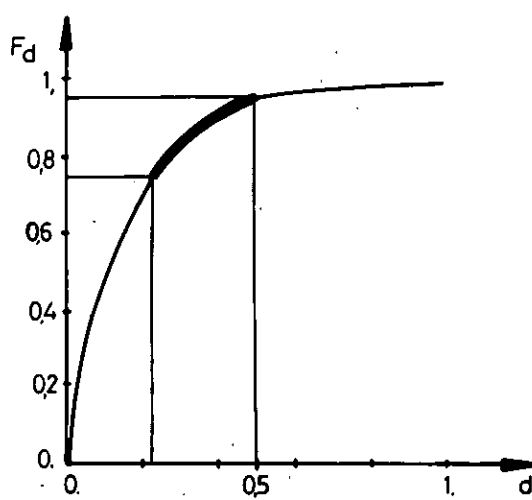
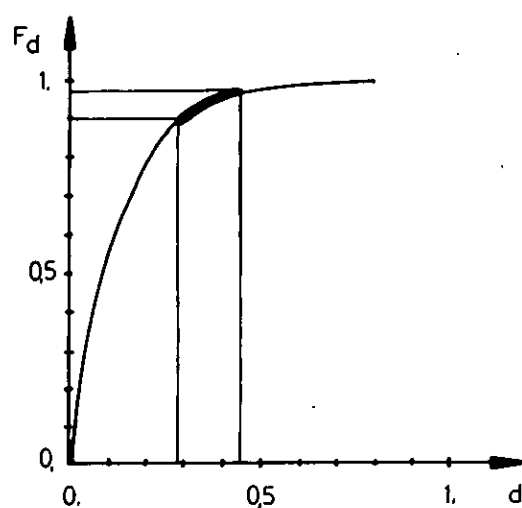
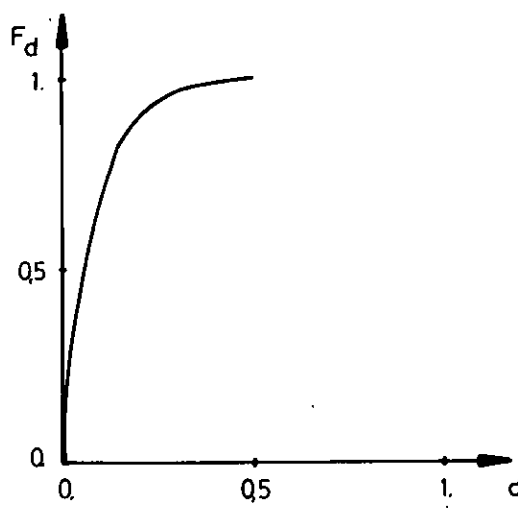
É habitual na operação de sistemas de recursos hídricos adoptar uma política de adoçamento como se representa na figura 5.4, correspondendo a uma preferência por um maior número de falhas de pequena magnitude do que um número menor mas de grande amplitude. O conceito de vulnerabilidade apresentado por Hashimoto conduz à

IRRIGAÇÃO

ENERGIA, ABASTECIMENTO INDUSTRIAL

ABASTECIMENTO DOMÉSTICO URBANO

QUALIDADE DA ÁGUA

Fig. 5.2 — Curvas de fiabilidade para diversas utilizações e limites de fiabilidade tradicionalmente adoptados

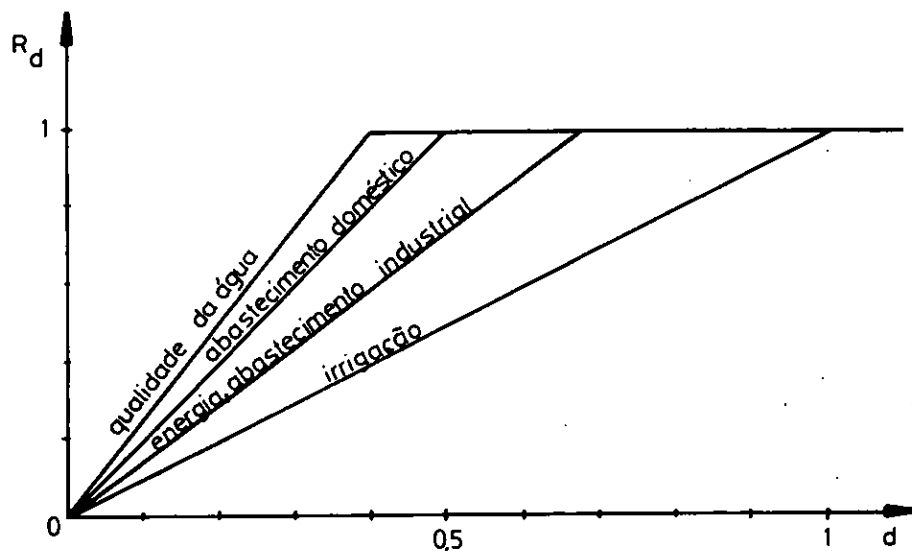



Fig. 5.3 — Curvas de resiliência para diversas utilizações

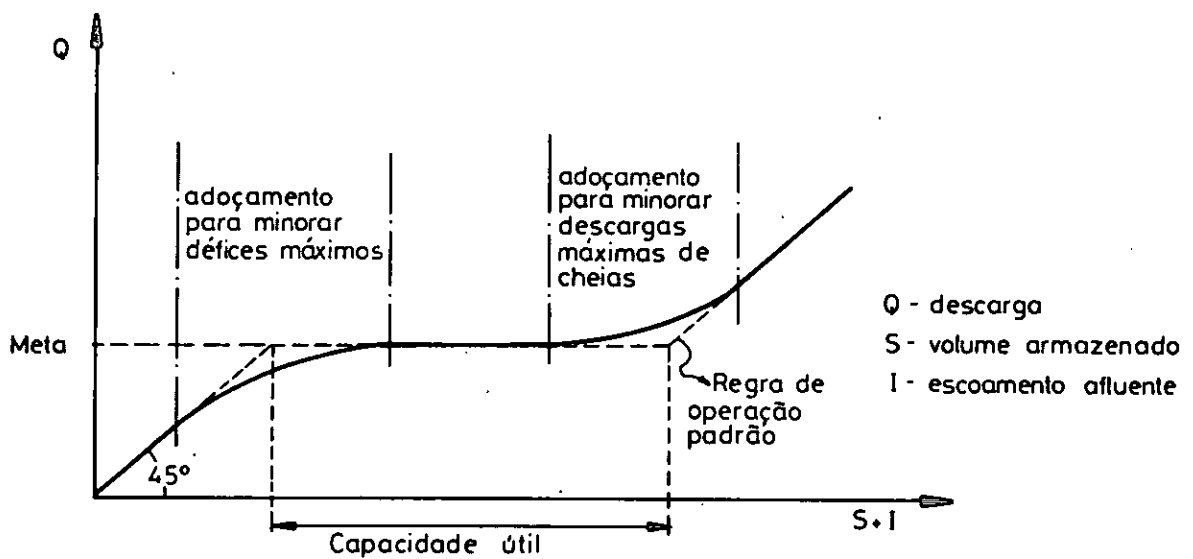



Fig. 5.4 — Regra de operação envolvendo adoçamento

utilização de adoçamento sempre que se pretende reduzir a vulnerabilidade do sistema, como é ilustrado em HASHIMOTO 1980. No entanto, a utilização da curva de fiabilidade torna mais clara a modificação que o processo de adoçamento introduz. Como se vê na figura 5.5, a operação do sistema deve ser modificada de maneira a transformar a curva 1, que indica um bom comportamento para défices baixos mas com a fiabilidades inferiores às desejadas para défices elevados, na curva 2, inferior na região de pequenos défices mas satisfatória na perspectiva de défices elevados.

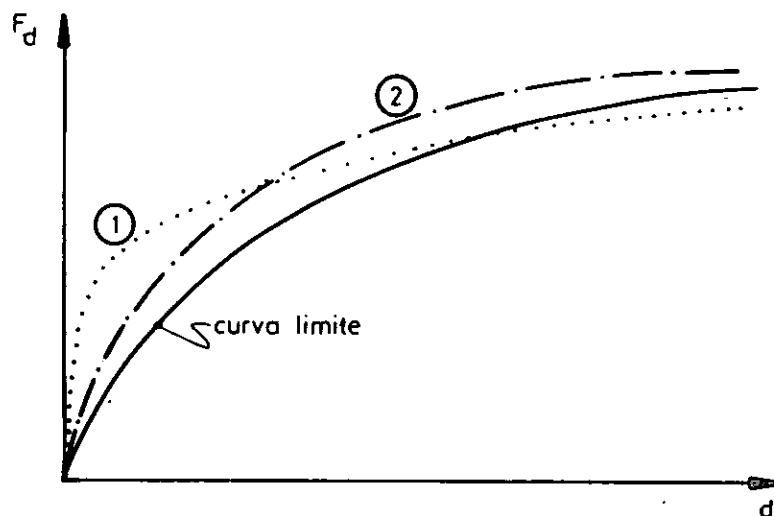



Fig. 5.5 — Transformação de curvas de fiabilidade utilizando adoçamento

5.3.2.3 — Aferição das curvas de fiabilidade e resiliência

As curvas limite de fiabilidade e resiliência sugeridas no ponto anterior constituem apenas uma primeira aproximação à necessária definição dessas curvas. Para uma definição mais precisa destas curvas em estudos de planeamento e operação de sistemas de recursos hídricos, sugerem-se duas vias que se podem considerar complementares:

a) Uma via é tentar ajustar essas curvas directamente com o agente de decisão e com os representantes dos utilizadores. Adoptando a priori curvas com determinadas

formas como as anteriormente sugeridas, é possível fazer esse ajustamento por definição de dois ou três pontos mais significativos ou para os quais os utilizadores estejam mais sensibilizados, por exemplo:

— qual o nível de défice d que se considera aceitável para uma fiabilidade de 0.67, isto é, em média uma falha em cada três períodos de tempo?
— qual a fiabilidade desejável para valores de $d=0.50$ ou $d=1.0$?
— qual a resiliência[1] desejável para valores de $d=0.20$ ou de $d=0.50$?

A experiência de muitos países parece indicar não ser fácil estabelecer uma ligação estreita entre os agentes de decisão e os técnicos responsáveis pelos estudos de planeamento. No entanto, a existência duma interacção constante é altamente desejável sobretudo ao lidar com problemas cujos contornos não sejam precisos (LOUCKS 1979). Na análise de fiabilidade e resiliência, esta interacção permite ir ajustando as curvas limite de acordo com os custos que correspondem aos diversos padrões.

b) Uma outra via é a de utilizar informações sobre o comportamento de sistemas de recursos hídricos que estejam em operação há bastante tempo, mais de dez anos por exemplo. A análise destes sistemas em longos períodos permite definir valores de fiabilidade e resiliência aceitáveis e insuficientes.

Considere-se, por exemplo, uma empresa de abastecimento de água a uma cidade. Suponha-se que a partir dos arquivos da empresa e de contactos com os seus técnicos se detectarem diversos períodos com características distintas:

— um período inicial de vinte anos em que o comportamento do sistema de abastecimento, englobando um dado conjunto de falhas, é considerado normal e satisfatório;
— um período sequente de dez anos em que as falhas se tornam mais frequentes e aumentam de duração e magnitude, sendo o comportamento do sistema considerado globalmente insatisfatório;
— finalmente, após melhorias introduzidas no sistema, um período de dez anos inteiramente satisfatório.

Determinando os valores de fiabilidade e resiliência para estes três períodos torna-se possível discriminar entre valores aceitáveis e insatisfatórios. Estendendo a análise para outras empresas de água, obter-se-ía eventualmente um grande número de valores de fiabilidade e resiliência em função de défice, classificados de "satisfatórios" ou "insuficientes". A sua implantação num gráfico permitirá então traçar a curva limite pretendida como se ilustra na figura 5.6.

Como é lógico, o mesmo processo poderá ser utilizado para outras utilizações como a irrigação, a energia e outras. No entanto, a sua aplicação não é fácil já que não se trata de analisar as falhas individualmente mas em conjunto, ao longo dum período de tempo mais ou menos extenso. Importa, sobretudo, evitar a tendência para considerar sistematicàmente todas as falhas com grandes défices como correspondendo a um comportamento insatisfatório do sistema.

Interessa notar que as curvas obtidas não são universais, variam de país para país e até de região para região em função de diversos factores entre os quais se destacam o nível de desenvolvimento sócioeconómico e a importância do projecto.

---

[1] A questão pode ser colocada com mais clareza em termos de tempo médio de duração da falha.

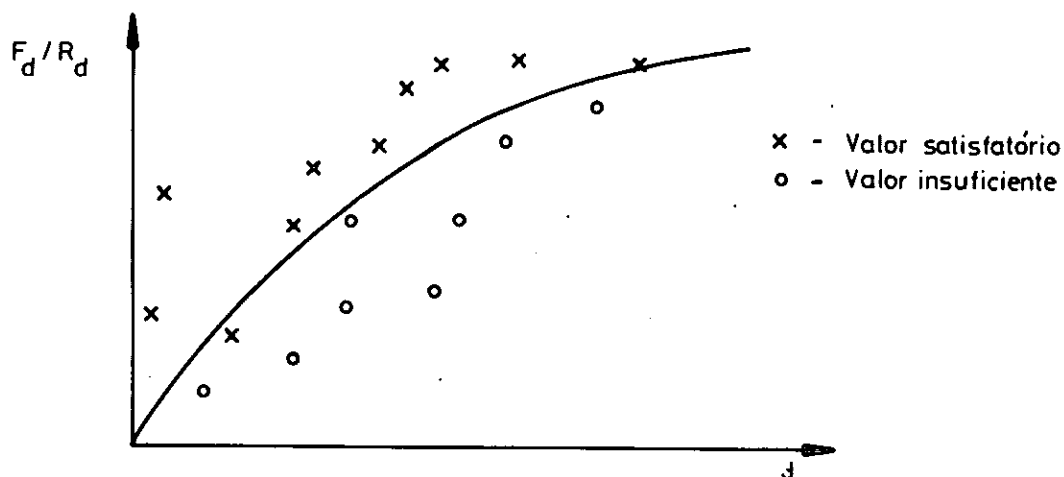



Fig. 5.6 — Definição das curvas de fiabilidade e resiliência a partir da informação de sistemas em operação

Num trabalho clássico, THOMAS 1963 põe em evidência que os critérios de qualidade (da água, do ambiente, etc.) não são dados absolutos mas função do custo para garantir esses critérios e dos benefícios ou utilidades daí resultantes, a grande dificuldade consistindo precisamente na estimação das utilidades ligadas à saúde da população ou à qualidade do ambiente. De facto, a situação que se verifica nos países em desenvolvimento é a aceitação de níveis de qualidade muito inferiores aos adoptados nos países desenvolvidos no que se refere à qualidade da água, poluição doméstica (a poluição industrial em muitos dos países em desenvolvimento ainda não é grave principalmente devido ao seu fraco desenvolvimento industrial) e conservação ambiental[1]. O paralelo é evidente: nos países em desenvolvimento as curvas limite de fiabilidade e resiliência para diversos tipos de utilização situar-se-ão, geralmente, abaixo das curvas correspondentes adoptadas nos países desenvolvidos.

A definição das curvas de fiabilidade e resiliência pode também ser afectada pela importância relativa do projecto para determinada utilização. Por exemplo, se a energia para uma cidade é fornecida por um aproveitamento hidroeléctrico, as fiabilidades deste projecto para vários níveis de défice devem ser elevadas; se, no entanto, a cidade é abastecida por diversas fontes, as fiabilidades do aproveitamento hidroeléctrico poderão ser mais baixas, admitindo ser reduzida a probabilidade duma falha simultânea das diversas fontes.

5.4 — Inclusão dos critérios de fiabilidade e resiliência no processo de planeamento

Os critérios de fiabilidade e resiliência que se apresentam no ponto anterior são facilmente introduzidos no processo de planeamento na fase de dimensionamento utilizando o modelo de simulação. Com efeito, para garantir que os critérios representados por exemplo pelas curvas de fiabilidade e resiliência são respeitados, basta introduzir no modelo de simulação uma penalização significativa quando os critérios são violados.

A análise dos resultados obtidos com a inclusão dos critérios de comportamento no estudo da bacia do Malema permite extrair algumas conclusões interessantes.

[1] Em relação a problemas de ambiente, veja-se o conjunto de artigos publicados em AMBIO, vol. 12, n.º6, 1983, sobre a degradação ambiental que se está a verificar na costa ocidental da África.

5.4.1 — *Aplicação dos critérios de comportamento à bacia do Malema*

Consideram-se duas situações distintas: as de estarem ou não definidas as penalizações correspondentes aos défices unitários das diversas utilizações. Utilizaram-se as curvas limite definidas nas figuras 5.2 e 5.3.

5.4.1.1 — Situação de existirem penalizações para défices

Neste caso, ao modelo de simulação desenvolvido basta adicionar uma rotina de contabilização das falhas e que, no final da simulação, determina as curvas de fiabilidade e resiliência do sistema, verificando se há ou não alguma violação dos critérios de comportamento. No caso de existirem violações torna-se necessário alterar as dimensões das componentes do sistema.

No estudo do Malema consideraram-se quatro utilizações distintas: irrigação, energia, abastecimento doméstico e industrial e escoamento mínimo para garantia da qualidade da água. Em relação a estas duas últimas utilizações não se esperava nem se verificaram problemas com os critérios de comportamento, atendendo aos baixos volumes de água envolvidos e à prioridade que lhes foi atribuída na operação do sistema. No entanto, também para a irrigação e para a energia se obtiveram valores de fiabilidade e resiliência muito superiores aos valores limite para as decisões *P*, *M* e *O* no cenário mais provável, *M*. Apenas com o cenário pessimista *P* se verificou que a decisão *O* viola o critério de fiabilidade quer para a irrigação quer para a energia, como se apresenta na figura 5.7[1]. Como o critério apenas não é respeitado para os défices mais altos ($d > 0.40$), uma modificação das regras de operação poderia conduzir a uma situação aceitável.

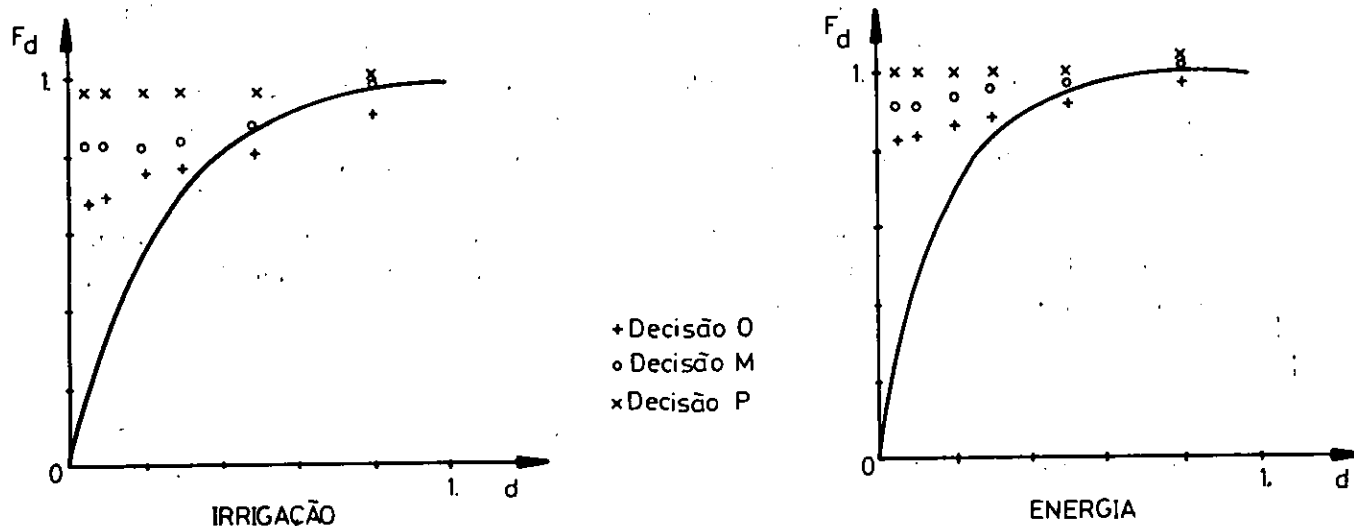



Fig. 5.7 — Valores de fiabilidade e resiliência para irrigação e energia das decisões P, M e O no cenário P

Testou-se para a decisão *M* e cenário *M* a influência da incerteza hidrológica. Geraram-se cem séries considerando incerteza hidrológica total e determinaram-se, para a irrigação e para a energia e para os vários níveis de défice, as distribuições de probabilidade da fiabilidade e da resiliência. Os valores, obtidos, mesmo os mais baixos como os quantis $q_{0.05}$, situaram-se claramente acima das curvas limite.

---

[1] No cálculo dos critérios relativos à irrigação, considerou-se os vários blocos de rega em conjunto.

O conjunto de resultados obtidos pode aceitar-se como lógico: a inclusão de penalizações importantes para os défices verificados conduz a um sistema com pequeno número de falhas. Note-se que, se a penalização total é uma função linear do défice, a operação do sistema utilizando adoçamento pode produzir resultados económicos inferiores aos da regra de operação padrão.

5.4.1.2 — Situação de défices não penalizados

Em determinadas situações pode não ser fácil definir as penalidades para défices em diversas utilizações. Nesse caso, o sistema é dimensionado procurando, por um lado, maximizar o benefício líquido e, por outro, respeitar os critérios de fiabilidade e resiliência afim de garantir que a resposta do sistema tem as características de estabilidade desejadas.

Para trabalhar com valores nulos de penalizações, o modelo de simulação utilizado para a bacia do Malema tem de ser modificado já que, originalmente, em caso de défice, o modelo recorre a uma rotina de optimização por Programação Linear em que as penalizações constituem os coeficientes da função objectivo.

Assim, substitui-se no modelo de simulação a rotina de optimização por uma outra rotina que incorporava à partida uma definição de prioridades e de regras de operação a utilizar em situações de défice. Para o estabelecimento das regras de operação, analisaram-se os resultados obtidos nos anteriores estudos de simulação:

— mantem-se como primeira prioridade garantir os volumes de água necessários para o abastecimento doméstico e industrial e para o escoamento mínimo;
— procura-se compensar défices de irrigação nos blocos 3 e 4 (veja-se a figura 3.1) reduzindo os escoamentos turbinados na central 1, com derivação para fora da bacia do Malema;
— a irrigação tem prioridade sobre a produção de energia.

Com o modelo de simulação assim modificado, com valores nulos de penalizações e com a imposição dos critérios de fiabilidade e resiliência, determinou-se a solução óptima para o cenário M.

Podia-se esperar que, sendo nulas as penalizações, as metas de irrigação e energia iriam aumentar, limitadas apenas pelos critérios de comportamento impostos. No entanto, a solução obtida é exactamente a decisão M que se tinha anteriormente: nem as metas de irrigação e energia aumentaram nem as condições de fiabilidade e resiliência são limitantes. A questão que se coloca é então a de saber em que situações é que os critérios de fiabilidade e resiliência constituem efectivamente restrições no dimensionamento de sistemas de albufeiras. A resposta a esta questão depende de variados factores:

— flutuações dos escoamentos naturais;
— custos das infraestruturas de rega e produção de energia;
— benefícios resultantes;
— possibilidade de regularização dos escoamentos e respectivos custos.

Considere-se a figura 5.8 onde se representa uma série de escoamentos naturais a serem utilizados, por exemplo, para produção de energia para o que se requer um escoamento constante.

Se o escoamento constante a turbinar tiver um valor Q_1 relativamente baixo, a fiabilidade é elevada e todos os períodos de tempo originam benefícios.

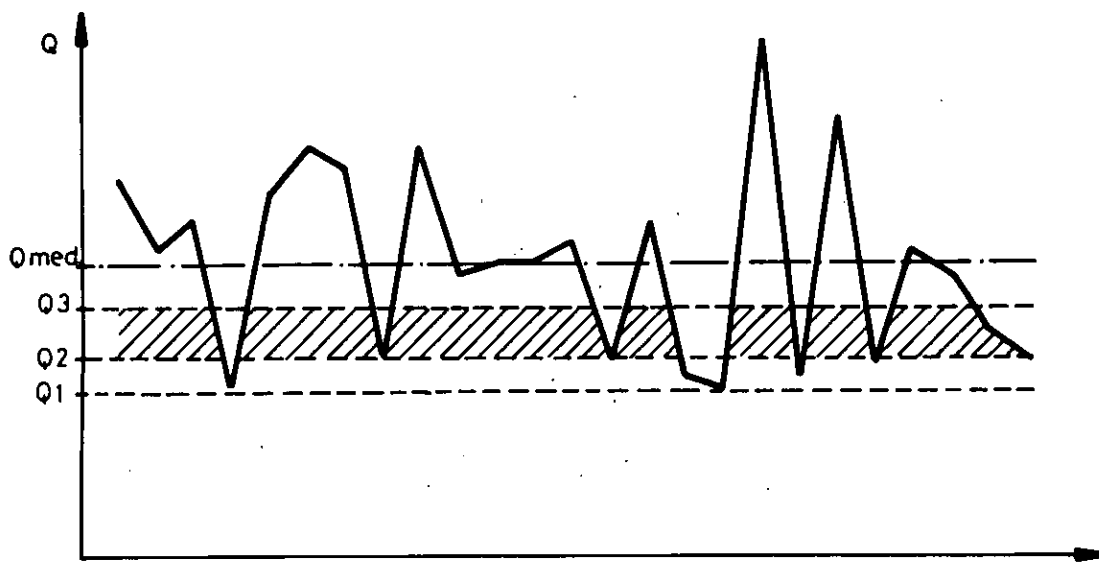



Fig. 5.8 — Metas de escoamento garantido a partir duma série de escoamentos naturais

Pode, no entanto, adoptar-se um valor superior, Q_2. Neste caso já se registam alguns défices e a fiabilidade decresce. Nos períodos de défice, embora estes não sejam penalizados, há uma perda correspondente aos benefícios que não se receberam.

Caso os benefícios unitários sejam grandes relativamente aos custos das infraestruturas, pode ser vantajoso do ponto de vista económico utilizar não só escoamento Q_2, mas até um escoamento superior, como Q_3, até se chegar a uma situação em que os critérios de fiabilidade ou resiliência sejam violados. Se porém os benefícios unitários não atingirem valores tão altos, pode acontecer que o aumento do benefício total correspondente à passagem de Q_2 para Q_3, e que se pode considerar proporcional à área a tracejado na figura 5.8, seja inferior ao aumento dos custos para instalar uma potência mais elevada, e então os critérios de fiabilidade e resiliência não chegam a ser limitantes.

Para além disso, há a possibilidade de regularização dos escoamentos naturais através de albufeiras. Os escoamentos regularizados geram maiores benefícios e o incremento pode compensar ou não os custos das albufeiras. E por outro lado, para um mesmo nível de utilização Q_i, os escoamentos regularizados têm, como é evidente, maior fiabilidade. Assim, desde que os custos das albufeiras não sejam muito elevados, obtêm-se escoamentos regularizados originando fiabilidades e resiliências bastante superiores às curvas limite impostas.

Esta é a situação que se verifica no estudo do Malema, onde os benefícios da rega e da produção de energia não são muito elevados em relação aos custos das infraestruturas respectivas, e podem ser criadas albufeiras de regularização com custos relativamente baixos.

5.4.2 — *Um exemplo simples em que os critérios de comportamento são limitantes*

Para ilustrar a análise desenvolvida no ponto anterior, considerou-se um exemplo muito simples em que se pretende dimensionar uma área de regadio com as alternativas de existir ou não uma albufeira de regularização com uma dada capacidade, figura 5.9.

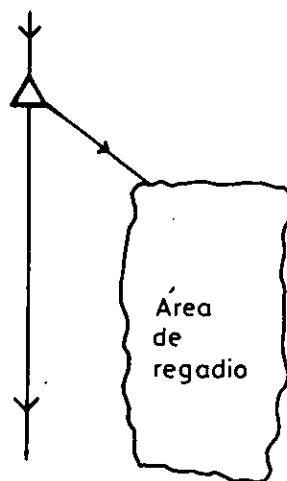



Fig. 5.9 — Exemplo de uma situação em que os critérios de comportamento são limitantes

Foram analisadas três situações:

1.º) Os valores do benefício e do custo do regadio foram os utilizados no estudo do Malema (15/150); a capacidade da albufeira é nula.
2.º) Os valores do benefício e do custo foram modificados para 30 e 50, respectivamente; a capacidade é nula.
3.º) Os valores do benefício e do custo mantêm-se em 30 e 50; a capacidade da albufeira é fixada em 30 unidades.

Para cada uma das situações determinaram-se duas soluções óptimas, correspondendo a incluir ou não os critérios de fiabilidade e resiliência. As soluções óptimas foram determinadas com o modelo de simulação. Os resultados obtidos estão resumidos no quadro 5.4.

QUADRO 5.4
Valores de benefício líquido e área de regadio para diversas situações de benefícios, custos e capacidade

	Situação 1		Situação 2		Situação3	
	Critérios de fiabilidade e resiliência					
	incluídos (I)	não incluídos (NI)	incluídos (I)	não incluídos (NI)	incluídos (I)	não incluídos (NI)
BLAM	101	101	281	376	568	584
Área de regadio	5000	5000	5000	13 000	11 500	13 500

Na situação 1, a inclusão ou não dos critérios de comportamento não conduz a variações na solução óptima. Na situação 2, a não inclusão das condições de fiabilidade e resiliência representa um aumento de 160% da área de regadio e de 34% do valor de *BLAM*. A introdução da albufeira para regularização dos escoamentos, situação 3, reduz significativamente as diferenças entre as duas soluçoes óptimas que passam a ser de 17% para a área de regadio e de 3% para o benefício líquido.

A figura 5.10 mostra os desvios das soluções que não incluem os critérios de fiabilidade e resiliência em relação à curva limite de fiabilidade, sendo os desvios em relação à curva de resiliência nulos ou muito pequenos.

A diferença dos valores de *BLAM* conforme se impõe ou não os critérios de comportamento representam exactamente o custo desses critérios: o valor que os utilizadores do sistema deverão pagar para obterem um comportamento suficientemente estável.

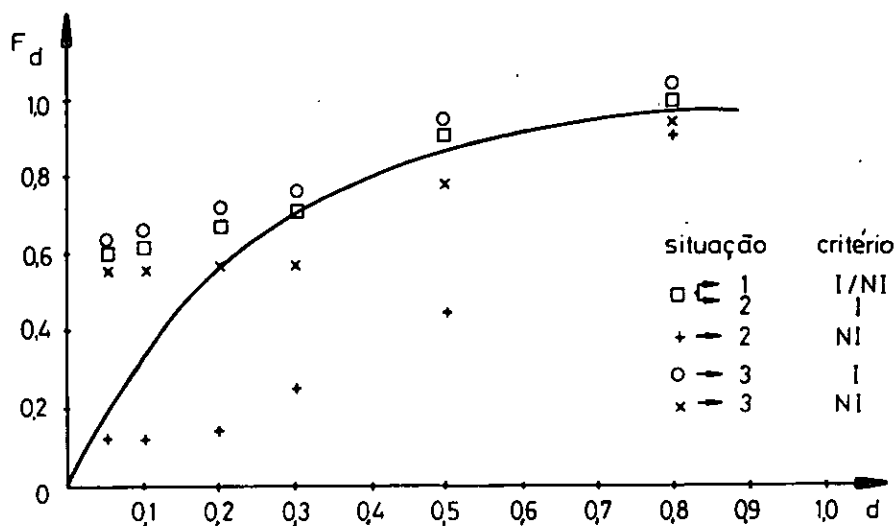



Fig. 5.10 — Valores de fiabilidade registados nas situações em que o critério de fiabilidade é ou não imposto

5.5 — Resumo e conclusões

Neste capítulo põe-se em destaque o problema do comportamento do sistema em situações extremas nas quais não se consegue cumprir as metas fixadas originando falhas. Sugere-se que, embora o comportamento do sistema se reflicta nos resultados económicos, é importante analisar de forma autónoma esse comportamento.

Refere-se o conceito tradicional de fiabilidade e as suas limitações resultantes principalmente da tentativa de concentrar num único parâmetro diversas características importantes das falhas. Considera-se como características mais importantes a frequência, a duração e a magnitude das falhas, e conclui-se ser necessário considerar vários parâmetros correspondentes a essas características.

Faz-se uma chamada de atenção para o facto de que as falhas do sistema podem ser causadas pelos operadores, por falhas do equipamento ou por carência de água, devendo o seu tratamento ser feito conjuntamente, o que não tem vindo a acontecer.

Apresenta-se os conceitos de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade desenvolvidos por Hashimoto para caracterizar a frequência, duração e magnitude das falhas. Analisa-se o processo de utilização destes índices como critérios de comportamento de sistemas de albufeiras e referem-se algumas dificuldades relacionadas com o facto de se considerarem os índices como independentes e com a definição de vulnerabilidade adoptada.

Propõe-se uma formulação alternativa através da introdução de curvas de fiabilidade e resiliência em função do nível de défice. Analisa-se a forma genérica que devem ter essas curvas para os diversos tipos de utilização, e sugerem-se curvas limites para a irrigação, produção de energia, abastecimento urbano e qualidade da água. Discutem-se ainda metodologias para obter uma definição mais precisa das curvas limite, quer por interacção com os agentes de decisão, quer utilizando a informação sobre sistemas em operação. Salienta-se que as curvas não têm validade universal variando sobretudo em função do nível de desenvolvimento sócio-económico e da importância relativa do projecto.

Finalmente, aplicando a análise ao comportamento do sistema da bacia do Malema, mostra-se que os critérios de comportamento podem ser limitantes no dimensionamento do sistema e analisa-se em que condições é que o são. Destacam-se como factores mais influentes as flutuações dos escoamentos, os custos das infraestruturas, os benefícios resultantes e as possibilidades de regularização dos escoamentos e respectivos custos, ilustrando-se a análise com um exemplo simples.

CAPÍTULO 6

SÍNTESE, CONCLUSÕES E TEMAS PARA PROSSEGUIMENTO DA INVESTIGAÇÃO

CAPÍTULO 6

SÍNTESE, CONCLUSÕES E TEMAS PARA PROSSEGUIMENTO DA INVESTIGAÇÃO

Nas últimas duas décadas assistiu-se a uma enorme expansão da utilização de modelos matemáticos no planeamento de sistemas de recursos hídricos como resultado do acesso facilitado a computadores cada vez mais potentes.

Nos países em desenvolvimento, coloca-se com premência o problema do aproveitamento dos recursos hídricos para promoção do desenvolvimento económico e da qualidade de vida das populações. A utilização nestes países da análise de sistemas e dos modelos matemáticos como suporte para a elaboração de planos de recursos hídricos tem sido bastante defendida mas são pouco frequentes os trabalhos realizados nesta matéria.

Por outro lado, verifica-se actualmente nas metodologias adoptadas para o planeamento dos recursos hídricos que o problema da incerteza que envolve todo o processo de planeamento, apesar de reconhecido como de grande importância, não tem recebido atenção suficiente quer em termos de investigação quer de aplicação de resultados de investigação a situações reais.

Como se refere no **Capítulo 1**, o presente trabalho pretende apresentar contribuições no sentido de definição duma metodologia de planeamento dos recursos hídricos adequada aos problemas e condições dos países em desenvolvimento. Restringe-se o trabalho ao planeamento de sistemas de albufeiras, correspondendo a situações como a de Moçambique em que os recursos de águas superficiais são dominantes em relação aos de águas subterrâneas e em que há uma grande necessidade de regularizar os escoamentos. A ênfase é colocada na utilização de modelos matemáticos no processo de planeamento e no estabelecimento de métodos adequados ao tratamento dos diversos tipos de incerteza.

Mais do que desenvolver um tema restrito duma forma exaustiva, prefere-se no trabalho considerar o problema do planeamento duma forma global, abordagem que se considera mais adequada para este tipo de problemas.

No **Capítulo 2** analisam-se as principais questões que envolvem todo o processo de planeamento.

Sumarizam-se as utilizações potenciais da água, e põe-se em evidência a grande diferença entre o aproveitamento dos recursos hídricos nos países desenvolvidos e nos países em desenvolvimento, sobretudo em África. Verifica-se que neste Continente apenas uma fracção muito pequena do seu potencial de recursos hídricos é utilizada, apesar de tal potencial poder constituir uma alavanca para o desenvolvimento sócio-económico permitindo suprir algumas das maiores carências das populações.

Discutem-se os objectivos a considerar no planeamento de sistemas de recursos hídricos como o crescimento económico, a qualidade de vida, a conservação ambiental e outros. Conclui-se que, nos países em desenvolvimento, o objectivo do crescimento económico é determinante na generalidade das situações. Referem-se resumidamente os métodos que têm sido propostos para a optimização com objectivos múltiplos.

Discute-se a necessidade de albufeiras para regularização dos escoamentos superficiais. A importância de dispôr de escoamentos regularizados cresce com o grau de aproveitamento dos recursos hídricos. Sintetizam-se as relações entre capacidade de armazenamento, grau de utilização e fiabilidade, e destacam-se as vantagens de planear as albufeiras como aproveitamentos de fins múltiplos. Apesar do papel fundamental desempenhado pelas albufeiras de regularização, elas são alvo de fortes críticas pelos impactos negativos humanos e ambientais que podem provocar. Apresenta-se uma sistematização dos principais impactos, referindo-se que a sua análise nas fases iniciais de planeamento permite minorar bastante os potenciais prejuízos e até utilizar alguns desses impactos duma forma positiva.

Duas outras questões assumem grande importância no processo de planeamento dos recursos hídricos: a definição das unidades espaciais e temporais a utilizar. A unidade espacial ideal para o planeamento dos recursos hídricos é a bacia hidrográfica ou um conjunto de bacias hidrográficas contíguas, mas nem sempre é fácil adoptar este princípio. Esta dificuldade é muito agravada quando se estudam bacias hidrográficas internacionais, embora a aceitação generalizada das Regras de Helsínquia seja um passo em frente que já originou alguns acordos de âmbito bastante vasto. Em relação aos níveis temporais de planeamento, é habitual considerar-se planos a longo prazo, médio prazo e curto prazo. O plano a longo prazo adquire uma importância especial devido, por um lado, aos elevados investimentos necessários e à irreversibilidade das estruturas criadas e, por outro, aos longos períodos de tempo necessários para estudar, construir e pôr em operação as estruturas hidráulicas que compõem o sistema. Sugere-se ainda a elaboração dum "esquema geral" correspondente ao integral aproveitamento do potencial de recursos hídricos da bacia hidrográfica.

Põe-se em destaque que o planeamento se efectua num ambiente de incerteza que, não podendo ser eliminada, tem de ser explicitamente considerada na elaboração dos planos de recursos hídricos.

Uma breve análise global dos recursos hídricos de Moçambique permite concluir que o seu potencial não é particularmente elevado, exigindo uma gestão bastante cuidadosa até porque mais de metade das suas disponibilidades hídricas se encontram em bacias hidrográficas internacionais. As características dos escoamentos dos seus principais rios tornam indispensável a existência de grande número de albufeiras de regularização.

No **Capítulo 3** é feita uma revisão crítica dos modelos matemáticos empregues no planeamento de recursos hídricos a nível duma bacia hidrográfica, com vista à definição duma metodologia adequada. A análise é ilustrada com um problema de dimensão média, a bacia do rio Malema em Moçambique, com um apreciável potencial hidroeléctrico e de irrigação, tendo como possíveis infraestruturas hidráulicas sete albufeiras, cinco centrais hidroelectricas e cinco áreas de rega. Considera-se como objectivo prioritário a atingir o crescimento económico.

O problema do planeamento formulado em toda a sua generalidade envolve a resolução simultânea do dimensionamento e escalonamento dos projectos e da definição das regras de operação das albufeiras. Devido à sua complexidade, o problema não se consegue resolver com os meios actualmente disponíveis, levando a adoptar-se uma metodologia que desdobra o problema em dois outros mais simples: um problema de dimensionamento, com regras de operação definidas *a priori*, e um problema de escalonamento dos projectos já dimensionados. Seria interessante investigar a grandeza do erro cometido com esta aproximação através da resolução de exemplos simplifica-

dos considerando a formulação geral e a aproximação proposta. Um outro tema importante é o estudo de regras de operação utilizadas em sistemas em funcionamento em diversas condições, para permitir a adopção *a priori* das regras mais adequadas na fase de dimensionamento.

Na análise do problema de dimensionamento consideram-se modelos de optimização, prescritivos, e modelos de simulação, descritivos. À partida, os modelos prescritivos têm a vantagem de dar uma resposta directa ao problema indicando quais as decisões a tomar para satisfazer o objectivo mas uma revisão crítica desses modelos — Programação Linear, Programação Linear Mista, Programação Não-Linear, Programação Dinâmica, Programação Linear Estocástica e Restrições Probabilísticas — permite concluir que, devido ao seu peso computacional, estes modelos só se devem empregar para triagem de alternativas, ficando a obtenção de uma solução mais refinada a cargo dum modelo de simulação. Os modelos de optimização que se revelam mais úteis são os de Programação Linear e Programação Não-Linear.

O modelo de simulação é o modelo matemático mais popular por ser conceptualmente simples e de fácil utilização. Têm sido propostos modelos generalizados de simulação mas a análise de dois desses modelos, MITSIM e HEC-3, mostra que eles, embora tenham a grande vantagem de dispensar o esforço de programação, apresentam inconvenientes importantes como a sua grande dimensão, a rigidez das regras de operação e a não definição de prioridades. Sugere-se como alternativa preferível a constituição de uma biblioteca de subrotinas de simulação.

O modelo de simulação obriga a adoptar um método de procura do óptimo. De entre os vários métodos analisados — amostragem sistemática, amostragem aleatória, gradiente, factor único e tentativa e erro — chega-se à conclusão de que este último é o preferível, embora não muito satisfatório. Seria útil o prosseguimento da investigação no sentido de se chegar a um método mais eficiente na procura do óptimo.

Para o estudo da bacia do rio Malema, desenvolve-se um modelo de simulação específico, construído numa base modular e tendo como características principais o funcionamento interligado de todas as albufeiras e o recurso, em caso de falha, a uma rotina de optimização que minimiza a perda total.

Em relação ao problema do escalonamento dos projectos já dimensionados, verifica-se que a maioria dos modelos existentes procura resolver o problema de "expansão da capacidade". Para satisfazer o objectivo de maximizar o benefício líquido, sugere-se um outro tipo de modelo em que a principal restrição é a capacidade financeira para realizar o plano ao longo do tempo. Seria útil prosseguir a investigação no sentido duma caracterização mais realista das restrições que condicionam o escalonamento.

Uma observação importante é a de que todos os modelos utilizados no estudo do Malema, com excepção do modelo de Programação Não-Linear, correm em computadores de pequena capacidade.

Na utilização dos modelos matemáticos, o valor dos resultados está condicionado ao valor da informação que se utiliza. Esta é uma área onde importa investir, quer na obtenção de elementos específicos para determinado plano, quer no esforço de generalização da informação disponível, através de estudos de regionalização de parâmetros, curvas genéricas de custos, benefícios, etc.

O problema da incerteza no processo de planeamento é introduzido no **Capítulo 4**. Neste capítulo procura-se caracterizar o impacto dos vários tipos de incerteza na solução óptima obtida com os modelos referidos no capítulo anterior, em que a incerteza é totalmente ignorada, como frequentemente acontece. Classificam-se as fontes de incerteza como hidrológica, dos parâmetros e do modelo. Não se analisam neste trabalho o efeito das incertezas do modelo, embora se proponham algumas ideias para se investigar o tema: essencialmente, comparar dois modelos que diferem numa

dada característica considerada incerta, por exemplo o intervalo de discretização a adoptar, para avaliar o impacto da referida incerteza.

Relativamente à incerteza hidrológica correspondente à variabilidade dos escoamentos, considera-se a incerteza natural e a decorrente da estimação dos parâmetros hidrológicos. O processo tradicional de estudar a incerteza hidrológica é a utilização de séries geradas sinteticamente. Para seleccionar um modelo univariado de geração sintética propõe-se uma metodologia que compara os modelos não apenas na base da sua capacidade de reproduzirem as estatísticas da série histórica, mas também determinadas características de armazenamento e falhas. Dos vários modelos univariados considerados — Thomas-Fiering, Harmónicos, ARMA, Stedinger —, aquele que melhor se adapta às séries de escoamentos do Malema é o modelo de Stedinger. O modelo multivariado é obtido por generalização do modelo univariado. Alguns temas que valeria a pena investigar seriam a aplicação e o refinamento da metodologia proposta para outras séries de escoamentos; a utilização duma metodologia similar para comparar modelos de geração multivariados; e a definição duma metodologia, não para comparar modelos entre si, mas para permitir "aprovar" ou não um modelo de geração sintética considerado isoladamente. A utilização de séries sintéticas geradas pelo modelo multivariado de Stedinger permite obter uma distribuição dos valores do benefício líquido, permitindo caracterizar essas distribuições como exponenciais com o valor máximo excedendo ligeiramente o valor correspondente à situação em que a incerteza é ignorada.

Para tratar a incerteza dos parâmetros hidrológicos, consideram-se os métodos propostos por Draper e Smith e por Stedinger. Basicamente, os dois métodos começam por gerar aleatoriamente os parâmetros hidrológicos para, a partir deles, gerarem as séries sintéticas. Obtêm-se igualmente distribuições exponenciais dos valores do benefício líquido mas as caudas das distribuições são mais alongadas em relação às que se obtêm sem considerar a incerteza dos parâmetros hidrológicos.

A incerteza dos parâmetros sócio-económicos não tem recebido atenção suficiente por parte dos investigadores de problemas de planeamento de recursos hídricos. Uma revisão dos métodos que têm sido propostos mostra que a maioria deles tem limitado interesse para os problemas de planeamento de recursos hídricos. Revelam-se de maior utilidade a análise de sensibilidade e o método do valor de mudança; a teoria da decisão; e a análise de robustez.

A análise de sensibilidade e o método do valor de mudança, baseados nas variações de função objectivo correspondentes a variações marginais dos parâmetros, são úteis para detectar as variáveis que têm de ser mais controladas e fornecem boas indicações sobre eventual informação adicional que seja necessária, sendo ainda de fácil aplicação. No entanto, o apoio que dão à tomada de decisão é limitado.

A teoria da decisão parece ser um instrumento bastante adequado para o tratamento da incerteza dos parâmetros socioeconómicos. Para fazer a sua aplicação a problemas de planeamento de sistemas de recursos hídricos, propõe-se uma metodologia que consiste basicamente na elaboração de três cenários, designados de "mais provável", "pessimista" e "optimista"; na obtenção de soluções óptimas correspondentes a cada um dos cenários; na determinação dos valores do benefício líquido de cada solução óptima para cada um dos cenários; e na aplicação dos critérios de decisão. Os cenários, correspondendo a variações conjuntas dos diversos parâmetros, representam melhor os futuros possíveis do que as variações individuais dos parâmetros como se considera na análise de sensibilidade. A metodologia é aplicada ao estudo do Malema, utilizando-se os critérios de decisão do maximin e de Bayes. Discute-se a adopção de probabilidades subjectivas para os cenários como exige o critério de Bayes, sugerindo-se um processo de análise da robustez da decisão. Com a introdução dum metaparâmetro θ cujo valor define os valores dos parâmetros dos cenários, consegue-se uma extensão da análise,

passando de um número discreto de cenários para uma distribuição contínua. Evidentemente, a metodologia que se propõe tem de ser testada em outras situações de planeamento de recursos hídricos. Seria útil desenvolver, em conjunto com investigadores de outras áreas, uma metodologia para a construção dos cenários. Por outro lado, não é demais insistir na necessidade de avaliar os sistemas de recursos hídricos em operação, comparando os resultados que se obtêm com os considerados na fase de planeamento, de maneira a garantir o "feedback" do processo de planeamento.

Uma outra via interessante para o tratamento da incerteza dos parâmetros sócio-económicos é a análise de robustez, proposta por Hashimoto. Utilizando cenários, como a teoria da decisão, a robustez é uma quantificação da probabilidade da perda de oportunidade (por não se adoptar a decisão correcta) não exceder determinado limite. Propõe-se uma modificação à definição de robustez de Hashimoto de forma a facilitar a sua aplicação e discutem-se as vias para utilizar o conceito: robustez como um objectivo adicional ou imposição de valores mínimos de robustez.

Do conjunto destas análises, verifica-se que a variação dos valores do benefício líquido perante a incerteza dos parâmetros sócio-económicos é muito superior à variação devido à incerteza hidrológica. É preciso, portanto, inverter a tendência actual na investigação dos problemas de incerteza no planeamento de sistemas de recursos hídricos, passando a dar maior atenção à incerteza dos parâmetros sócio-económicos.

Conclui-se, finalmente, que a actualização periódica do plano, aproveitando a sua concretização duma forma escalonada, minora o impacto negativo das incertezas, sendo essa vantagem tanto mais significativa quanto mais brusca fôr a variação do cenário.

Em qualquer sistema de recursos hídricos em operação surgem falhas, situações em que o sistema não consegue cumprir as metas que lhe estão fixadas, provocando insatisfação nos utilizadores do sistema. Este problema é tratado no **Capítulo 5** onde se procura caracterizar as falhas e definir critérios a serem verificados na fase de planeamento de maneira a garantir um comportamento satisfatório do sistema. As falhas do sistema podem ser provocadas por falhas humanas, falhas do equipamento ou carência de água. Verifica-se, no entanto, que quase não existem análises destas falhas tomadas em conjunto pelo que parece importante desenvolver investigação nesta matéria. Neste capítulo, a análise concentra-se nas falhas provocadas por carência de água, considerando-se como suas características principais a frequência, a duração e a magnitude. Para quantificar estas características, Hashimoto introduz os índices de fiabilidade, resiliência e vulnerabilidade, abandonando o conceito tradicional do parâmetro único para caracterizar as falhas.

Para superar algumas desvantagens destes índices, propõe-se a introdução de curvas de fiabilidade e resiliência em função do nível de défice, definindo as curvas para cada tipo de utilização. Não existindo informação bastante para aferir as curvas de fiabilidade e, menos ainda, as de resiliência, adopta-se curvas de tipo exponencial negativo, na base de considerações qualitativas sobre a forma das curvas, e quantificam-se os seus valores para as utilizações consideradas no estudo do Malema: abastecimento doméstico, abastecimento industrial, energia, irrigação e qualidade da água. Sugere-se também uma metodologia para aferição das curvas a partir de informação existente sobre sistemas em operação. Seria interessante prosseguir a investigação neste campo, procurando avançar na aferição das curvas e definindo curvas de fiabilidade e resiliência para outras utilizações da água. Faz-se uma chamada de atenção para o facto de as curvas não terem validade universal, variando em função do nível de desenvolvimento sócio-económico e da importância relativa dos projectos.

A inclusão dos critérios de fiabilidade e resiliência na fase de dimensionamento é relativamente fácil, quer na situação dos défices serem penalizados ou não. No entanto, nem sempre as condições de fiabilidade e resiliência são limitantes, sendo feita uma análise das situações em que o são.

Neste trabalho propõe-se um conjunto de metodologias para utilização de modelos matemáticos no processo de planeamento de sistemas de recursos hídricos e, em particular, de sistemas de albufeiras, com a inclusão explícita da incerteza como parece indispensável. Mais do que um conjunto rígido de procedimentos, propõe-se metodologias complementares e algumas pistas a serem desenvolvidas de forma a que o planeamento de recursos hídricos seja cada vez mais um instrumento efectivamente útil na luta que países como Moçambique travam contra o subdesenvolvimento.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

ACKERMANN, W., G. WHITE e E. WORTHINGTON (eds.) 1973 — *Man-made Lakes: Their Problems and Environmental Effects* — Geophysical Monograph 17, American Geophysical Union, Washington, 1973

AKILESWARAN, V., T. MORIN e W. MEIER 1979 — *Heuristic Decision Rules for Water Resources Planning* — Purdue University, Water Recources Research Center, West Lafayette, Indiana, Aug 1979, 263 p, Tech. Report 119.

AMBROSINO, G., G. FRONZA e G. GUARIZO 1979 — *Real-time Predictor versus Synthetic Hydrology* — Water Resources Research, vol . 15, n.º 4, 1979, p 885-890.

APRH 1979 — *Seminário sobre Gestão dos Recursos Hídricos no Âmbito de Bacias Hidrográficas* — Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Lisboa, 1979.

ARAÚJO, M. 1975 — *Nocões Elementares de Geografia de Moçambique* — Publicações Notícias, Maputo, 1975.

ASKEW, A. J., W. W-G YEH e W. A. HALL 1971 — *Optimal Design and Operation of Research Systems* — in *Mathematical Models in Hydrology* — Simposio de Varsovia, I'AHS-UNESCO-WMO,1971.

ATAÍDE, C., J. MONTEZ e B. UZUNOV 1977 — *Plano Geral do Aproveitamento dos Recursos Hidráulicos* 1977 — 2000 — Direcção dos Serviços Hidráulicos, Maputo 1977.

BÁRCIA, P. 1982 — *Potencialidades do Software de Programação Não Linear* — I Seminário Avançado Sobre Optimização, APDIO, Lisboa, 1982.

BEARD, L. 1981 — *The Value of Reservoirs in Water Resources Management* — in H. G. Stefan, *Surface Water Impoundments*, ASCE, New York, 1981.

BECKER, L. e W. W-G YEH 1974 a — *Optimal Timing, Sequencing and Sizing* — Water Resources Research, vol. 10, n.º 1, 1974, p. 57-62.

BECKER, L. e W. W-G. YEH 1974 b — *Timing and Sizing of Complex Water Resources System* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 100, n.º HY10, 1974, p. 1457-70.

BECKER, L., W. W-G. YEH, D. FULTS e D. SPARKS 1976 — *Operations Models for the Central Valley Project* — J. of the Water Resources Planning and Management Division, ASCE, vol. 102, n.º WR1, p. 101-115.

BERGER, J. 1980 — *Statistical Decision Theory* — Springer-Verlag, New York, 1980.

BERNIER, J. 1982 — *Analyse de la Decision en Situation de Risque* — Sem. 286 — LNEC — Dimensionamento e Operação de Sistemas de Recursos Hídricos em Situações de Risco e Incerteza, Lisboa, 1982.

BISWAS, A. K. 1972 — *History of Hydrology* — North-Holland Publ. Co., Amsterdam, 1972.

BISWAS, A. K. (ed.) 1976 — *Systems Approach to to Water Management* — Mc. Graw Hill, New York, 1976.

BISWAS, A. K. 1978 — *United Nations Water Conference: Summary and Main Documents* — Pergamon Press, Oxford, 1978.

BISWAS, A. K. 1980 — *Environment and Water. Development in the Third World* — J. of the Water Resources Planning and Management Division, ASCE, vol. 106, n.º WR1, 1980.

BOGARDI, I. e F. SZIDAROVSKY 1972 — *The Margin of Safety for Compensating Losses Due to Uncertainty in Hydrological Statistics* — in *International Symposium on Uncertainting in Hydrologic and Water Resource Systems* — National Science Foundation, 1972.

BOGARDI, I., L. DUCKSTEIN, F. SZIDAROVSKY 1975 — *On the Reliability of Flood Levee Systems* — in *Proceedings of the 2nd International Conference of Application of Statistics and Probabilities in Soil and Structural Engineering*, Aachen, F. R. Germany, Sep. 15-18, 1975, p. 47-66.

BOGARDI, I. 1976 — *Uncertainty in Water Resources Decision-Making* — in *River Basin Development: Policies and Planning.* Natural Resources/Water Series vol. 1, n.º 6, New York, 1976, p. 188-197.

BOGARDI, I., B. CSODO, e G. HANKO 1976 — *Systems Analysis Basis of Management in the Tisza River Valley* — in A. Szollosi-Nagy (ed.) *Workshop on the Vistula and Tisza River Basins*, CP-76-5, IIASA, Laxenburg, 1976, p. 21-68.

BOX, G. e G. JENKINS 1970 — *Time Series Analysis Forecasting and Control* — Holden-Day, S. Francisco, USA, 1970.

BREITENECKER, M. e H. R. GRUMM 1981 — *Economic Evolutions and Their Resilience: A Model* — IIASA, RR-81-5, Laxenburg, Austria, Apr. 1981.

BURAS, N. 1972 — *Scientific Allocation of Water Resources* — Environmental Science Series, American Elsevier Publ. Co., New York, 1972.

CAMPOS, A. 1980 — *Guia do Terceiro Mundo* — Cadernos do Terceiro Mundo, Lisboa, 1980.

CARLSON, R. F., A. J. MCCORMICK e D. G. WATTS 1970 — *Applications of Linear Random Models to Four Annual Streamflow Series* — Water Resources Research, vol. 6, n.º 4, 1970, p. 1070-1078.

CHATURVEDI, M. C. e D. K. SRIVASTAVA 1981 — *Study of a Complex Water Resources System With Screening and Simulation Models* — Water Resources Research, vol. 17, n.º 4, Aug. 1981, p. 783-794.

CHERNYATIN, V. 1979 — *Sensitivity of Water Resources Systems under Uncertainty: Analysis and Synthesis* — Working Paper WP-79-70, IIASA, Laxenburg, Aug. 1979, 14 p.

CLARKE, R. T. 1973 — *Mathematical Models in Hydrology* — FAO, Irrigation and Drainage Paper 19, Roma, 1973.

CODNER, G. P. e T. A. Mc MAHON 1973 — *Log-Normal Streamflow Generation Models Reexamined* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 99, n.º HY9, Sep. 1973.

COHON, J. L. e D. H. MARKS 1973 — *Multiobjective Screening Models and Water Resource Investment* — Water Resources Research, vol. 9, n.º 4, 1973.

COHON, J. L. e D. H. MARKS 1975 — *A Review and Evaluation of Multiobjective Programming Techniques* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 2, Apr. 1975.

COLE, J. A. 1971 — *Optimal Seasonal and Short Term Operation of a Reservoir Used for Control and Water Supply* — in *Mathematical Models in Hydrology* — Simposio de Varsovia IAHS-UNESCO-WMO, 1971.

CRAIN, C. N. e D. W. GREENMAN 1969 — *Unique Role of Water in a Developing Economy* — J. of Irrigation and Drainage Div., ASCE, vol. 95, n.º IR1, Mar. 1969, p. 79-90.

CROLEY, T. E. 1974a — *Sequential Stochastic Optimization for Reservoir Systems* — J. of Hydraulics Division, ASCE, vol. 100, n.º HY1, Jan. 1974.

CROLEY, T. E. 1974b — *Sequential Deterministic Optimization in Reservoir Operation* — J. of Hydraulics Division, ASCE, vol. 100, n.º HY3, Mar. 1974.

CROLEY, T. E. e K. N. RAO 1977 — *Multipurpose Reservoir Operation Using Stochastic Trade-off Analysis* — in L. Gottschalk, G. Lindh e L. de Mare (ed.) — *Stochastic Processes in Water Resources Engineering* — Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1977.

CUNHA, L. V. 1979 — *Planeamento dos Recursos Hídricos* — in *Seminário Sobre Gestão dos Recursos Hídricos no Âmbito de Bacias Hidrográficas* — Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Lisboa, 1979.

CUNHA, L. V., A. S. GONÇALVES, V. A. FIGUEIREDO e M. L. CORREIA 1980 — *A Gestão da Água* — Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1980.

CUNHA, L. V. 1980 — *Para Quando um Plano Nacional de Recursos Hídricos em Portugal?* — Recursos Hídricos, vol. 1, n.º 2, Mai 1980.

CUNHA, L. V. e J. BAU 1981 — *Gestão dos Recursos Hídricos e Regionalização* — Jornadas de Reflexão e Debate sobre *O Livro Branco sobre Regionalização* — Lisboa, 1981.

DAMELIN, E., U. SHAMIR e N. ARAD 1972 — *Engineering and Economic Evaluation of the Reliability of Water Supply* — Water Resources Research, vol. 8, n.º4, Aug. 1972, p. 861-877.

DAVID, L. e L. DUCKSTEIN 1976 — *Long Range Planning of Water Resources: A Multiobjective Approach* — in *River Basin Development: Policies and Planning*, United Nations, New York, 1976, p. 160-174.

DAVID, L. 1976 — *River Basin Development for Socio-Economic Growth* — in *River Basin Development: Policies and Planning* — United Nations, New York, 1976.

DAVIS, D. R. 1977 — *Comment on Bayesian Generation of Synthetic Streamflows* — Water Resources Research, vol. 13, n.º 5, Oct. 1977, p. 853-855.

DE BRUIN, D. 1977 — *Inland Navigation* — International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft, 1977.

DE NEUFVILLE, F. e J. STAFFORD 1971 — *Systems Analysis for Engineers and Managers* — Mc Graw-Hill, New York, 1971.

DEUDNEY, D. 1982 — *Worldwide Prospects for Hydropower* — Water International, n.º 7, 1982, p. 64-67.

DOUKHOVNY, V. A. 1981 — *Organization de la Construction dans le Domaine de l'Economie Hydraulique et de la Mise en Valeur des Terres en Ouzbekistan* — Seminaire *Problèmes du Developement des Resources en Eau dans les Zones Arides* — Tachkent, 1981.

DRAPER, N. e H. SMITH 1981 — *Applied Regression Analysis* — John Wiley & Sons, New York, 2nd ed. 1981, 709 p.

DUCKSTEIN, L. 1976 — *Decision-Making and Planning for River Basin Development: General Report* — in *River Basin Development: Policies and Planning* — Natural Resources/Water Series n.º 6, United Nations, New York, 1976.

DUCKSTEIN, L. 1979 — *Imbedding Uncertainties into Multi-objective Decision Models in Water Resources* — in E. A. Mc Bean, K. W. Hipel e T. E. Unny (ed.), *Reliability in Water Resources Management*, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, USA, 1979, p. 3-29.

DUCKSTEIN, L. e S. OPRICOVIC 1980 — *Multiobjective Optimization in River Basin Planning* — Water Resources, vol. 16, n.º 1, Feb. 1980, p. 14-20.

DUPUY, P. 1976 — *La Gestion Commune das Basins Hydrographiques Internationaux et le Droit International Positif* — OCDE, Paris, Mar. 1976.

EASTMAN, J. e C. REVELLE 1973 — *Linear Decision Rule in Reservoir Management and Design — 3. Direct Capacity Determination and Intraseasonal Constraints* — Water Resources Research, vol. 9, n.º 1, 1973.

EISEL, L. M. 1970 — *Comment to: Linear Decision Rule in Reservoir Management and Design* — Water Resources Research, vol. 6, n.º 4, 1970.

ERLENKOTTER, D. 1973 — *Sequencing of Interdependent Hydroelectric Projects* — Water Resources Research, vol. 9, n.º 1 , 1973, p. 21-27.

ERLENKOTTER, D. 1975 — *Comment on "Optimal Timing, Sequencing and Sizing..."* by L. Becker e W. W-G. Yeh., Water Resources Research, vol. 11, n.º 2, 1975, p. 380-381.

FALKENMARK, M. e G. LINDH 1974 — *How Can We Cope With the Water Situation by the Year* 2015? — Ambio, vol. 3, n.º 3-4, 1974.

FANO, E. 1981 — *Industrial Water Pollution Control in Developing Countries* — International Symposium on *Water Resources Management in Industrial Areas* — Internacional Water Resources Association, Lisbon, 1981.

FAO 1975 — *Population, Food Supply and Agricultural Development* — Food and Agriculture Organization, Rome, 1975.

FIERING, M. B. e B. JACKSON 1971 — *Synthetic Streamflows* — American Geophysical Union, Water Resources Monograph 1, Washington D. C., 1971.

FINZI, G., E. TODINI e J. R. WALLIS 1975 — *Comment Upon Multivariate Synthetic Hydrology* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 6, 1975.

FLACK, J. E. (ed.) 1975 — *Interdisciplinary Analysis of Water Resource Systems* — ASCE, New York, 1975.

FRELIMO 1977 — *Directivas Económicas e Sociais do 3.º Congresso* — Maputo, 1977.

FUTA, A. 1976 — *Volta River Project: Evaluation of the Integrated Basin Development Approach* — in *River Basin Development: Policies and Planning* — Natural Resources/Water Series n.º 6, United Nations, NewYork, 1976.

GABLINGER, M. e D. P. LOUCKS 1970 — *Markov Models for Flow Regulation* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 96, n.º HY1, 1970.

GOICOECHEA, A., M. R. KROUSE e L. G. ANTLE 1982 — *An Approach to Risk and Uncertainty in Benefit-Cost Analysis of Water Resources Projects* — Water Resources Research, vol. 18, n.º 4, Aug. 1982, p. 791-799.

GOMIDE, F. L. S. 1978 — *Markovian Inputs and the Hurst Phenomenon* — J. Hydrology, vol. 37, 1978, p. 23-45.

GONÇALVES, C. A. 1974 — *Balanço Hídrico e Caracterização Climática do Estado de Moçambique* — in *Colectânea de Estudos Hidrológicos*, Ministério da Coordenação Interterritorial, Lisboa, 1974, p. 475-518.

GOODMAN, A. 1984 — *Principles of Water Resources Planning* — Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.

GRUMM, H. R. 1976 — *Definitions of Resilience* — IIASA, RR-76-5, Laxenburg, Austria, Mar. 1976.

HAFEZ, M. e W. K. SHENOUDA 1977 — *The Environmental Impacts of the Aswan High Dam* — Proceeding of the United Nations Water Conference (Mar del Plata, 1977) — United Nations, New York, 1977.

HAIMES, Y. Y. e W. A. HALL 1974 — *Multiobjectives in Water Resources Systems Analysis: The Surrogate Worth Trade-off Method* — Water Resources Research, vol. 10, n.º 4, Aug. 1974.

HALL, W. A. 1964 — *Optimun Design of a Multiple Purpose Reservoir* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 90, n.º HY4, 1964, p. 141-149.

HALL, W. A., W. S. BUTCHER e A. ESOGBUE 1968 — *Optimization of the Operation of a Multiple-Purpose Reservoir by Dynamic Programming* — Water Resources Research, vol. 4, n.º 3, 1968, p. 471-477.

HALL, W. e J. DRACUP 1970 — *Water Resources Systems Engineering* — Mc Graw-Hill, New York, 1970.

HANSSON, K. e R. REVESZ 1982 — *The Economics of Cooperation in Shared Water Resources Development* — Natural Resources Forum, vol. 6, n.º 2, Apr. 1982, p. 151-166.

HASHIMOTO, T. 1980 — *Robustness, Reliability, Resilience and Vulnerability Criteria for Planning Water Resources Systems* — Ph. D. Thesis, Cornell University, 1980.

HASHIMOTO, T., J. R. STEDINGER e D. P. LOUCKS 1982 — *Reliability, Resilience and Vulnerability Criteria for Water Resource System Performance Evaluation* — Water Resources Research, vol. 18, n.º 1, Feb. 1982, p. 14-20.

HAVEMAN, R. 1965 — *Water Resource Investment and the Public Interest* — Vanderbilt University Press, Nashville, Tennessee, 1965.

HAYTON, R. 1982 — *Cooperation in the Development of Shared Water Resources* — Natural Resources Forum, vol 6, n.º 2, Apr. 1982, p. 167-181.

HENRIQUES, A. G. e D. COELHO 1980 — *Extensão de Séries Hidrológicas Baseadas em Registos Incompletos* — Recursos Hídricos, vol. 1, n.º 2, Mai. 1980, p 45-60.

HENRIQUES, A. G. 1982a — *Critério de Robustez no Planeamento de Sistemas de Recursos Hídricos* — Seminário 286 — LNEC — Dimensionamento e Operação de Sistemas de Recursos Hídricos em Situações de Risco e Incerteza, Lisboa, 1982.

HENRIQUES, A. G. 1982b — *Critérios de Fiabilidade, Resiliência e Vulnerabilidade para Avaliação do Comportamento de Sistemas de Recursos Hídricos* — Seminário 286 — LNEC — Dimensionamento e Operação de Sistemas de Recursos Hídricos em Situação de Risco e Incerteza, Lisboa, 1982.

HIPEL, K. W., A. Mc LEOD, W. C. LENNOX 1977 — *Advances in Box-Jenkins Modeling — 1. Model Construction*—Water Resources Research, vol. 13, Jun. 1977, p. 567-575.

HIRSCH, R. M., J. L. COHON e C. S. REVELLE 1977 — *Gains from Joint Operation of Multiple Reservoir Systems* — Water Resources Research, vol. 13, n.º2, Apr. 1977, p. 239-245.

HIRSCH, R. M. 1979 — *Synthetic Hydrology and Water Supply Reliability* — Water Resources Research, vol. 15, n.º 6, Dec 1979, p. 1603-1615.

HIRSCHMANN, A. O. 1958 — *The Strategy of Economic Development* — Yale University Press, New Haven, 1958.

HOLLING, C. S. 1978 — *Adaptive Environmental Assessment and Management* — John Wiley, New York, International Series on Applied Systems Analysis, vol. 3, 1978, 377 p.

HOSHI, K. e S. J. BURGES 1979 — *Disaggregation of Streamflow Volumes* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, n.º HY1, Jan. 1979, p. 27-41.

HOUCK, M. e J. COHON 1976 — *Optimal Design and Operation of Multi-Reservoir Systems: Vol. 1, Explicitly Stochastic Models* — Jonh Hopkins University, Baltimore, Jun. 1976.

HOUCK, M. H. e J. L. COHON 1978 — *Sequential Explicitly Stochastic LP Models* — Water Resources Research, vol. 14, n.º 2, 1978.

HOUCK, M. H., J. L. COHON e C. S. REVELLE 1980 — *Linear Decision Rule in Reservoir Design and Management 6. Incorporation of Economic Efficency Benefits and Hydro-electric Energy Generation* — Water Resources Research, vól. 16, n.º 1, Feb. 1980, p. 196-200.

HP 1973 — *Esquema Geral da Bacia do Rio Malema* — Hidrotécnica Portuguesa, Lisboa, 1973.

HP 1980 — *Estudo sobre a Navegabilidade do Rio Zambeze* — Hidrotécnica Portuguesa, Lisboa, 1980.

HURST, H. E., R. P. BLACK e Y. M. SIMAIKA 1965 — *Long-term Storage — An Experimental Study* — Constable Co., London 1965.

HEC 1971 — *HEC-4 Monthly Streamflow Simulation* — Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, Davis, California 1971.

HEC 1974 — *HEC-3 Reservoir System Analysis for Conservation — User's Manual* — Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, Davis, California 1974.

HEC 1977 — *Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development, vol. 9, — Reservoir System Analysis for Conservation* — Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, Davis, California, 1977.

IWRA 1972 — *Proceedings of the Symposium: Water for the Human Environment* — International Water Resources Association, 1972.

IWRA 1981 — *Proceedings of the Symposium: Water Resources Management in Industrial Areas* — International Water Resources Association, Lisbon, 1981.

JACKSON, B. B. 1975 — *The Use of Streamflow Models in Planning* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 1, Feb. 1975, p. 54-63.

JACOBY, H. D. e D. P. LOUCKS 1972 — *The Combined Use of Optimization and Simulation Models in River Basin Planning* — Water Resources Research, vol. 8, n.º 6, Dec 1972.

JAMES, I. C., B. T. BOWER e N. C. MATALAS 1969 — *Relative Importance of Variables in Water Resources Planning* — Water Resources Research, vol. 5, n.º 6, Dec 1969.

JAMES, L. D. e R. R. LEE 1971 — *Economics of Water Resources Planning* — Mc Graw Hill, New York, 1971.

JAMIESON, D. G. 1978 — *Regional Assessment of Water Resources* — in E. A. Mc Bean, K. W. Hipel e T. E. Unny (eds.), *Proceedings, International Symposium on Risk and Reliability in Water Resources* — University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, Jun 1978, p. 62-71.

JANSEN, P., L. V. BENDEGOM, J. vd BERG, M. DE VRIES e A. ZANEN — *Principles of River Engineering* — Pitman, London, 1979.

JETTMAR, R. V. e G. K. YOUNG 1975 — *Hydrologic Estimation and Economic Regret* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 5, Oct. 1975, p. 648-655.

KADUMA, J. D. 1982 — *Water as a Constraint on Agricultural Development in the Semi-Arid Areas of Tanzania* — Water Supply and Management, vol. 6, n.º 5, 1982, p. 417-430.

KARAMOUZ, M. e M. HOUCK 1982 — *Annual and Monthly Reservoir Operating Rules Generated by Deterministic Optimization* — Water Resources Research, vol. 18, n.º 5, Oct. 1982, p. 1337-1344.

KAZANOWSKI, A. 1972 — *Treatment of Some of the Uncertainties Encountered in the Conduct of Hydrologic Cost - Efectiveness Evaluations* — in National Science Foundation, *International Symposium on Uncertainties in Hydrologic and Water Resource Systems*, 1972.

KEENEY, R. L. e E. F. WOOD 1977 — *An Illustrative Example of the Use of Multiatribute Utility Theory for Water Resource Planning* — Water Resources Research, vol. 13, n.º 4, Aug. 1977, p. 705-712.

KEENEY, R. 1982 — *Decision Analysis: An Overview* — Operations Research, vol. 30, n.º 5, Sep-Oct. 1982, p. 803-838.

KINDLER, J. 1977 — *The Monte Carlo Approach to Optimization of the Operation Rules for a System of Storage Reservoirs* — Hydrological Sciences Bulletin, vol. XXII, n.º 1, Mar. 1977.

KINDLER, J. e W. ZUBEREK 1976 — *On Some Multi-site Multi-season Streamflow Generation Models* — IIASA, RM-76-76, Dec. 1976, Laxenburg, Austria.

KLEMES, V. 1974 — *The Hurst Phenomenon, a Puzzle?* — Water Resources Research, vol. 10, n. 4, Aug. 1974, p. 675-688.

KLEMES, V., R. SRIKANTHAN e T. A. Mc MAHON 1981 — *Long Memory Flow Models in Reservoir Analysis: What is Their Practical Value?* — Water Resources Research, vol. 17, n.º 3, Jun. 1981, p. 737-751.

KOTTEGODA, N. T. 1970 — *Statistical Methods of River Flow Synthesis for Water Resources Assessment* — Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Paper 73395, 1970.

LASKI, A. e J. KINDLER 1976 — *The Vistula River Project* — in A. Szollogi-Nagy (ed.) *Workshop on the Vistula and Tisza River Basins*, CP-76-5, IIASA, Laxenburg, 1976, p. 1-20.

LEMMA, W. A. 1975 — *Methodology for the Selection and Timing of Water Resources Projects to Promote National Economic Development* — Hydrology Paper n.º 77, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1975.

LESESNE E. 1981 — *An Overview of Impoundment Uses and Problems: the TVA Experience* — in H. G. Stefan, *Surface Water Impoundments*, ASCE, New York, 1981.

LETTENMAIER, D. P. e S. J. BURGES 1977 — *Operational Assessment of Hydrologic Models for Long-Term Persistence* — Water Resources Research, vol. 13, n.º 1, Feb. 1977.

LOFTING, E. M. e H. C. DAVIS 1977 — *Methods for Estimating and Projecting Water Demands for Water Resources Planning* — in *Climate, Climatic Change and Water Supply* — National Academy of Science, Washington D. C., 1977.

LOUCKS, D. P. 1968 — *Computer Models for Reservoir Regulation* — J. of the Sanitary Division, ASCE, n.º SA1, 1968.

LOUCCKS, D. P. 1969 — *Stochastic Methods for Analysing River Basin Systems* — Technical Report 16, Cornell University, New York, 1969.

LOUCKS, D. P. 1970 — *Some Comments on Linear Decision Rules and Chance Constraints* — Water Resources Research, vol. 6, n.º 2, 1970.

LOUCKS, D. P. e P. DORFMAN 1975 — *An Evaluation of Some Linear Decision Rules in Chance Constrained Models for Reservoir Planning and Operation* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 6, 1975.

LOUCKS, D. P. 1979 — *An Application of Interactive Multiobjective Water Resources Planning* — in E. A. McBean, K. W. Hipel e T. E. Unny (eds) — *Reliability in Water Resources Management* — Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1979.

LOUCKS, D. P., J. STEDINGER e D. HAITH 1981 — *Water Resources Systems Planning and Analysis* — Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1981.

L'VOVICH, M. I. 1979 — *World Water Resources and Their Future* — American Geophysical Union, Washington D. C., 1979.

LWEHABURA, D. K. 1976 — *Planning the Development of the Kagera River Basin: Experiences and Current Issues* — in *River Basin Development: Policies and Planning* — Natural Resources/Water Series n.º 6, United Nations, New York, 1976.

MAASS, A., M. HUFSCHMIDT, P. DORFMAN, H. THOMAS, S. MARGLIN e G. M. FAIR 1962 — *Design of Water Resource Systems* — Harvard University Press, Cambridge, Massachussets, 1962.

MAJOR, D. C. 1977 — *Multiobjective Water Resources Planning* — Water Resources Monograph n.º 4, American Geophysical Union, Washington, 1977.

MAJOR, D. C. e R. LENTON 1979 — *Applied Water Resource Systems Planning* — Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1979.

MANCY, K. H. 1981 — *The Aswan High Dam and Lake Nasser* — in Stefan, H. G., *Surface Water Impoundments*, ASCE, New York, 1981, p. 52-61.

MANDELBROT, B. B. 1971 — *A Fast Fractional Gaussian Noise Generator* — Water Resources Research, vol. 7, n.º 3, 1971.

MANDELBROT, B. B. e J. R. WALLIS 1969 — *Computer Experiments With Fractional Gaussian Noises. Part I: Averages and Variances; Part II: Rescaled Range and Spectra; Part III: Mathematical Appendix* — Water Resources Research, vol. 5, n.º 1, Feb. 1969, p. 228-267.

MARGLIN, S., P. DASGUPTA e A. SEN 1972 — *Guidelines for Project Evaluation* — United Nations, New York, 1972.

MATALAS, N. C. 1967 — *Mathematical Assessment of Synthetic Hydrology* — Water Resources Research, vol. 3, n.º 4, Aug. 1967, p. 937-945.

MATALAS, N. C. e J. R. WALLIS 1971 — *Statistical Properties of Multivariate Fractional Noise Processes* — Water Resources Research, vol. 7, n.º 6, Dec. 1971, p. 1460-1468.

MATALAS, N. C. e M. B. FIERING 1977 — *Water Resources Systems Planning* — in *Climate, Climatic Change and Water Supply* — National Academy of Science, Washington D. C., 1977, p. 99-110.

Mc BEAN, E. A., R. LENTON, G. VICENS, J. SCHAAKE 1972 — *A General Purpose Simulation Model for Analysis of Surface Water Allocation Using Large Time Increments* — Report n.º 160, Ralph M. Parsons Laboratory, M.I.T., Massachussets, 1972.

Mc LEOD, A. I., K. HIPEL e W. C. LENNOX 1977 — *Advances in Box - Jenkins Modeling-2, Applications* — Water Resources Research, vol. 13, n.º3, Jun. 1977, p. 577-586.

Mc MAHON, T. e R. G. MEIN 1978 — *Reservoir Capacity and Yield* — Series *Developments in Water Science*, n. 9, Elsevier Scientific Publ. Co., Amsterdam, 1978.

MECHIN, Y. e D. NORMAND 1977 — *Exemples d'Application de la Gestion Optimale des Reservoirs a Buts Multiples* — La Houille Blanche, n.º 2/3, 1977, p. 259-263.

MEJIA, J., I. RODRIGUEZ-ITURBE e D. DAWDY 1972 — *Streamflow Simulation 2. The Broken Line Process* — Water Resources Research, vol. 8, n.º 4, 1972.

MEJIA, J. M., P. EGLI e A. LECLERC 1974 — *Evaluating Multireservoir Operating Rules* — Water Resources Research, vol. 10, n.º 6, Dec. 1974.

MEJIA, J. M. e J. ROUSSELLE 1976 — *Disaggregation Models in Hydrology Revisited* — Water Resources Research, vol. 12, n.º 2, Apr. 1976, p. 185-186.

MEREDITH, D. M. 1975 — *Optimal Operation of Multiple Reservoir System* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 101, n.º HY2, Feb. 1975.

MERTENS, E. e J. LOUREIRO 1971 — *Potencial Energético dos Rios de Moçambique* — 3.as Jornadas Luso-Brasileiras de Eng. Civil, Lourenço Marques, 1971.

MIKHAIL, F. 1972 — *Status of Water Resources in Egypt* — in International Symposium on *Water for the Human Environment* — IWRA, 1972.

MOORE, N. Y. e W. W-G. YEH 1980 — *Economic Model for Reservoir Planning* — J. of the Water Resources Planning and Management Division, ASCE, vol. 106, n.º WR2, Jul. 1980, p. 383-400.

MOREAU, D. H. e E. PYATT 1970 — *Weekly and Monthly Flows in Synthetic Hydrology* — Water Resources Research, vol. 6, n.º 1, Feb. 1970.

MOREL-SEYTOUX, H. 1976 — *Optimization and Uncertainty* — in H. W. Shen (ed.), *Stochastic Approaches to Water Resources*, cap. 9, Fort Collins, Colorado, 1976.

MORIN, T. L. e A. M. O. ESOGBUE 1971 — *Some Efficient DP Algorithms for the Optimal Sequencing and Scheduling of Water Supply Projects* — Water Resources Research, vol. 7, n.º 3, Jun. 1971.

MORIN, T. L. 1973 — *Optimal Sequencing of Capacity Expansion Projects* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 99, n.º HY9, Sep. 1973, p. 1605-22.

MORIN, T. L. e A. M. O. ESOGBUE 1974 — *A Useful Theorem in the Dynamic Programming Solution of Sequencing and Scheduling Problems Ocurring in Capital Expenditure Planning* — Water Resources Research, vol. 10, n.º 1, Feb. 1974, p. 49-50.

MURTAGH, B. A. e M. A. SAUNDERS 1977 — *MINOS — A Large-Scale Nonlinear Programming System, User's Guide* — Technical Report SOL 77-9, Dept. of Operations Research, Stanford University, 1977.

NAYAK, S. C. e S. R. ARORA 1971 — *Optimal Capacities for a Multireservoir System Using the Linear Decision Rule* — Water Resources Research, vol. 7, n.º 3, Jun. 1971, p. 485-489.

NGYEN, Q. L. 1982 — *The Development of the Senegal River Basin: An Example in International Co-operation* — Natural Resources Forum, n.º 6, 1982, p. 307-319.

NORTH, R. 1981 — *Risk Analysis Applicable to Water Resources Program and Project Planning and Evaluation* — in Haimes, Y. (ed.) — *Risk/Benefit Analysis in Water Resources Planning and Management* — Plenum Press, New York, 1981, p. 163-174.

OBENG, L. 1977 — *Should Dams be Built? The Volta Lake Example* — AMBIO, vol. 6, n.º 1, 1977, p. 46-50.

OBENG, L. E. 1978 — *Starvation or Bilharzia? A Rural Development Dilemma* — Water Supply and Management, vol. 2, n.º 4, 1978, p. 343-350.

O'CONNELL, P. E. 1971 — *A Simple Stochastic Modelling of Hurst's Law* — in *Mathematical Models in Hydrology*, Simposio de Varsóvia, IAHS-UNESCO-WMO, 1971.

O'CONNEL, P. E. 1977 — *ARIMA Models in Synthetic Hydrology* — in T. Ciriani, U. Maione e J. R. Wallis (eds), *Mathematical Models for Surface Water Hydrology*, John Wiley, New York, 1977.

O'LAOGHAIRE, D. T. e D. M. HIMMELBLAU 1974 — *Optimal Expansion of a Water Resources System* — Academic Press, New York, 1974.

ORLANDO, J. A. e E. W. WEBER 1972 — *A Report on Corps of Engineers Research on the Management of Uncertainty in Water Resources Planning* — International Symposium on Uncertainties in Hydrologic and Water Resources Systems, 1972.

PALMER, R. N., J. A. SMITH, J. L. COHON e C. S. REVELLE 1982 — *Reservoir Management in Potomac River Basin* — J. of the Water Resources Planning and Managemant Div., ASCE, vol. 108, n.º WR1, Mar. 1982, p. 47-66.

PAWLOWSKI, Z. 1980 — *Basic Problems of Long-term Inference into the Future* — Working Paper, WP-80-11, IIASA, Laxenburg, 1980.

PENTLAND, R., J. BATHURST e M. SYDOR 1980 — *Water Planning and Management in Canada* — in *Water Resources Planning Experiences in a National and Regional Context* — United Nations, New York, 1980.

PERRENS, S. J. e D. T. HOWELL 1972 — *Effects of Serially Correlated Inflows on Reservoir Behavior* — Water Resources Research, vol. 8, n.º 3, Jun. 1972, p. 642-647.

PHIEN, H. N. e H. K. VITHANA 1983 — *Streamflow Generation Regarding Storage Components and Runs Characteristics* — J. of Hydrology, vol 60, n.º 1/4, Jan. 1983, p. 1-12.

POTTER, K. W. 1979 — *Annual Precipitation in the United States — Long Memory, Short Memory or no Memory?* — Water Resources Research, vol. 15, n.º 2, Apr. 1979.

QUINTELA, A. C. 1979 — *Inventário de Recursos Hídricos* — in *Seminário Sobre Gestão dos Recursos Hídricos no Âmbito de Baciàs Hidrográficas* — Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos , Lisboa, 1979.

QUINTELA, A. 1981 — *Hidráulica* — Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1981.

RAIFFA, H. 1970 — *Decision Analysis — Introductory Lectures on Choices under Uncertainty* — Addison-Wesley Publ. Co., Menlo Park, California, 1970, 309 p.

REVELLE, C., E. JOERES e W. KIRBY 1969 — *Linear Decision Rule in Reservoir Management and Design — 1. Development of the Stochastic Model* — Water Resources Research, vol. 5, n.º 4, 1969, p. 767-777.

REVELLE, C. e W. KIRBY 1970 — *Linear Decision Rule in Reservoir Management and Design — 2. Performance Optimization* — Water Resources Research, vol. 6, n.º4, 1970.

REVELLE, C. e J. GUNDELACH 1975 — *Linear Decision Rule in Reservoir Management and Design — 4. A Rule that Minimizes Output Variance* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 2, 1975.

RHENALS, A. e R. L. BRAS 1981 — *The Irrigation Scheduling Problem and Evapotranspiration Uncertainty* — Water Resources Research, vol. 17, n.º 5, Oct. 1981, p. 1328-1338.

RODRIGUEZ-ITURBE, I., J. VALDES, R. LENTON e D. VALENCIA 1972 — *Bayesian Hydrologic Model Building* — International Symposium on Uncertainties in Hydrologic and Water Resource Systems, National Science Foundation, 1972.

ROEFS, T. e L. D. BODIN 1970 — *Multireservoir Operation Studies* — Water Resources Research, Vol. 6, n.º 2, 1970.

ROSENTHAL, R. 1980 — *The Status of Optimization Models for the Operation of Multireservoir Systems With Stochastic Inflows and Non-Separable Benefits* — Tenessee Water Resources Research Center, Research Report n.º 75, Mar. 1980.

ROWE, W. 1981 — *Methodology and Myth* — in Haimes, Y. (ed.) — *Risk/Benefit Analysis in Water Resources Planning and Management* — Plenum Press, New York, 1981, p. 59-88.

RPT 1979 — *Flood Warning System for the Zambeze River* — Randell, Palmer and Tritton, London, 1979.

SALAS, J. D., C. BOES, V. YEVJEVICH e G. G. S. PEGRAM 1979 — *Hurst Phenomenon as a Pre-Asymptotic Behavior* — J. of Hydrology, vol. 44, n.º 1/2, Nov. 1979, p. 1-15.

SALAS, J. D., W. DELLEUR, V. YEVJEVICH e W. L. LANE 1980 — *Applied Modeling of Hydrologic Time Series* — Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1980.

SALAS, J. D. e J. OBEYSEKERA 1982 — *ARMA Model Identification of Hydrologic Times Series* — Water Resources Research, vol. 18, n.º 4, Aug. 1982, p. 1011-1021.

SAMAHA, M. A. H. 1978 — *The Egyptian Master Water Plan* — in Biswas, A. K. *et al* (eds) — *Water Management for Arid Lands in Developing Countries*, Pergamon Press, 1978.

SAVEY, P. 1982 — *L'Aménagement Integré d'un Grand Fleuve: Le Rhone. A. Conception Générale et Effects sur les Crues et les Nappes Phréatiques* — La Houille Blanche, Numéro Special 5-6/1982, p. 421-425.

SHAMIR, U. e C. HOWARD 1981 — *Water Supply Reliability Theory* — J. of the American Water Works Association, Jul. 1981, p. 379-384.

SKOGERBOE, G. V. 1982 — *Colorado River Development* — Water Supply and Management, vol. 6, n.º 1/2, 1982.

SNIEDOVICH, M. 1980 — *Analysis of a Chance-Constrained Reservoir Control Model* — Water Resources Research, vol. 16, n.º 5, Oct. 1980, p. 849-853.

SRIKANTHAN, R. e T. A. Mc MAHON 1978 — *Generation of Annual Streamflows Using a Filtered Fractional Gaussian Noise Model* — J. of Hydrology, vol. 37, n.º 1/2, 1978, p. 13-21.

SRIKANTHAN, R. e T. A. Mc MAHON 1980 — *Stochastic Generation of Annual Streamflows* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 106, n.º HY12, Dec. 1982, p. 2011-2028.

SRIKANTHAN, R. e T. A. Mc MAHON 1982 — *Stochastic Generation of Mounthly Streamflows* — J. of Hydraulics Division, ASCE, vol. 108, n.º HY3, Mar. 1982, p. 419-441.

STEDINGER, J. 1980 — *Limited Confidence in Confidence Limits Derived by Operational Stochastic Hydrologic Models — Comments* — J. of Hydrology, vol. 47, n.º 3/4, 1980, p. 377-380.

STEDINGER, J. e D. PEI 1982 — *An Annual-Monthly Streamflow Model for Incorporating Parameter Uncertainty Into Reservoir Simulation* — in *Time Series Methods in Hydrosciences*, Elsevier, Amsterdam, 1982, p. 520-529.

STEDINGER, J. R. e M. R. TAYLOR 1982a — *Synthetic Streamflow Generation. 1. Model Verification and Validation* — Water Resources Research, vol. 18, Aug. 1982, p. 909-918.

STEDINGER, J. R. e M. TAYLOR 1982b — *Synthetic Streamflow Generation 2. Effect of Parameter Uncertainty* — Water Resources Research, vol. 18, Aug. 1982, p. 919-924.

STEDINGER, J., B. SULE e D. PEI 1983 — *Multiple Reservoir System Screening Models* — Water Resources Research, vol. 19, n.º 6, Dec. 1983, p. 1383-1393.

STRZEPEK, K. M. 1981 a — *MITSIM-2: A Simulation Model for Planning and Operational Analysis of River Basin Systems* — Working Paper WP-81-124, IIASA, Laxenburg, Oct. 1981.

STRZEPEK, K. M. 1981b — *The Role of Water Resources Development in Industrial Development: A Perspective for Africa* — International Symposium on *Water Resources Management in Industrial Areas* — International Water Resources Association, Lisbon, 1981.

STRZEPEK, K., M. ROSENBERG, D. GOODMAN, R. LENTON e D. H. MARKS 1979 — *User's Manual for MIT River Basin Simulation Model* — Report n.º 242, Ralph M. Parsons Laboratory, Massachussets Institute of Tecnology, Cambridge, Mass, Jul. 1979.

SVANIDZE, G. 1980 — *Mathematical Modeling of Hydrologic Series* — Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1980.

SZIDAROVSKY, F., I. BOGARDI, L. DUCKSTEIN e D. DAVIS 1976 — *Economic Uncertainties in Water Resources Project Design* — Water Resources Research, vol. 12, n.º 4, Aug. 1976, p.573-580.

TAO, P. C. e DELLEUR 1976 — *Multistation Multiyar Synthesis of Hydrologic Time Series by Disaggregation* — Water Resources Research, vol. 12, n.º 6, 1976, p. 1303-1311.

THOMAS, H. e M. B. FIERING 1962 — *Mathematical Synthesis of Streamflow Sequences for the Analysis of River Basins by Simulation* — in A. Maass *et al.*, *Design of Water Resource Systems*, Cambridge, Massachussets, 1962.

THOMAS, H. A. — *The Animal Farm: a Mathematical Model for the Discussion of Social Standards for Control of the Environment* — The Quarterly Journal of Economic, Feb. 1963, 7 p.

TUNG, Y. K. e L. W. MAYS 1981a — *Risk Models for Flood Levee Design* — Water Resources Research, vol. 17, n.º 4, Aug. 1981, p. 833-841.

TUNG, Y. K. e L. W. MAYS 1981b — *Optimal Risk-Based Design of Flood Levee Systems* — Water Resources Research, vol. 17, n.º 4, Aug. 1981, p. 843-852.

UN 1974 — *Manual for the Compilation of Balances of Water Resources and Needs* — ECE/WATER/5, United Nations, New York, 1974.

UN 1975 — *Management of International Water Resources: Institutional and Legal Aspects* — Natural Resources/Water Series n.º 1, United Nations, New York, 1975.

UN 1976a — *River Basin Development: Policies and Planning* — Proceedings of the United Nations Interregional Seminar on *River Basin and Interbasin Development* (Budapest, 1975) — Natural Resources / Water Series n.º 6, New York, 1976.

UN 1976b — *Long Term Planning of Water Management* — United Nations Economic Comission for Europe, New York, 1976.

UN 1977a — *Water Development and Management* — Proceedings of the United Nations Water Conference (Mar del Plata, 1977) — United Nations, New York, 1977.

UN 1977b — *Irrigation Management in Developing Countries: A Suggested Action Programme* — in *Proceedings of the UN Water Conference*, United Nations, New York, 1977.

UN 1980 — *Water Resources Planning: Experiences in a National and Regional Context* — United Nations, New York, 1980.

UN 1981 — *World Statistics in Brief* — Statistical Papers, Series V. n.º 6, New York, 1981.

UNCTAD 1977 — *Handbook of International Trade and Development Statistics — Supplement* 1977 — United Nations Comission for Trade and Development, New York, 1977.

UNDERHILL, H. W. e J. A. SAGARDOY 1978 — *Risk and Realiability in the Development of Water Resources for Agriculture* — in E. Mc Bean, K. Hipel e T. Unny (eds.) *Proceedings, International Symposium on Risk and Reliability in Water Resources*, Univ. of Waterloo, Ontario, Canada, Jun. 1978, p. 306-313.

UNECA 1977 — *United Nations Economic Comission for Africa Regional Report* — in *Water Development and Management* — United Nations, New York, 1977.

UN SECRETARIAT 1976 — *International River Basin Development: A Brief Review of Related Activities* — in *River Basin Development: Policies and Planning*, vol. 2, Natural Resources / Water Series n.º 6, United Nations, New York, 1976.

URROZ, E. 1981 — *Administracion de los Recursos Hidráulicos en Areas Industrializadas con Escassez de Agua* — in International Symposium on *Water Resources Management in Industrial Areas* — IWRA, Lisbon, 1981.

USCOLD 1975 — *Lessons from Dam Incidents, USA* — ASCE, New York, 1975.

VALDES, J. I. RODRIGUEZ-ITURBE e G. VICENS 1977 — *Bàyesian Generation of Synthetic Streamflows, 2. The Multivariate Case* — Water Resources Research, vol. 13, n.º 2, Apr. 1977, p. 291-295.

VALENCIA, R. e SCHAAKE, J. C. 1973 — *Disaggregation Processes in Stochastic Hydrology* — Water Resources Research, vol. 9, n.º 3, 1973, p. 580-585.

VELIKANOV, A. e V. KLEPOV 1984 — *Determination of the Firm Yield of a System of Reservoirs for Water Supply* — Hydrotechnical Construction, vol. 18, n.º 3, Mar. 1984, p. 439-443.

VICENS, G. J., I. RODRIGUEZ-ITURBE, J. C. SCHAAKE 1975 — *Bayesian Generatiôn of Synthetic Streamflows* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 6, 1975, p. 827-838.

VLACHOS, E. 1983 — *Socio-cultural Dimensions in Water Resources Planning* — Proc. *Workshop on Water Resources Planning: Process, Techniques and Implementation*, Ericeira, Apr. 1983, 32 p.

WALLIS, J. R. e N. C. MATALAS 1971 — *Correlogram Analysis Revisited* — Water Resources Research, vol. 7, n.º 6, Dec. 1971, p. 1448-1459.

WALLIS, J. R. e N. C. MATALAS 1972 — *Sensitivity of Reservoir Design to the Generating Mechanism of Inflows* — Water Resources Research, vol. 8, n.º 3, 1972, p. 634-641.

WALTON, S. 1981 — *Egypt:After the Aswan Dam* — Environment, vol. 23, n. 4, p. 30-36, May 1981.

WB 1980 — *World Bank Annual Report* 1980, Washington, 1981.

WB 1982 — *World Bank Annual Report* 1982, Washington, 1983.

WEBER, J., D. DAVIS e L. DUCKSTEIN 1980 — *Bayes Versus Minimax Criteria: A Source of Conflict in Decision Making* — Working Paper 80-4, Dept. of Hydrology and Water Resources, Univ. of Arizona, 1980.

WHITE, R. J. 1980 — *Specification of Level of Service for Water Resource Systems* — in ICE, *Water Resources, a Changing Strategy?*, Institution of Civil Engineers, London, 1980, p. 145-150.

WHITFORD, P. 1972 — *Residential Water Demand Forecasting* — Water Resources Research, vol. 8, n.º 4, Aug. 1972, p. 829-839.

WOOD, E. e I. RODRIGUEZ-ITURBE 1975 — *Bayesian Inference and Decision - Making for Extreme Hydrologic Events* — Water Resources Research, vol. 11, n.º 4, Aug. 1975, p. 533-542.

WOOD, E. F. 1978 — *Analysing Hydrologic Uncertainty and its Impact Upon Decision Making in Water Resources* — Advances in Water Resources, vol. 1, n.º 5, Sept. 1978, p. 299-305.

WRC 1973 — *Principles and Standards for Planning Water and Related Land Resources* — U. S. Water Resources Council - Federal Register, vol. 38, n.º 174, part III - Washington, D. C. 1973.

WRC 1979 — *Principles and Standards for Planning Water and Related Land Resources — Revision* — US Water Resources Council, Federal Register, vol. 44, n.º 242, Part X, Washington D. C. 1979.

WHO 1976 — *Community Water Supply and Wastewater Disposal: Mid-decade Progress Report* — World Health Organization, Geneve, 1976.

YAKOWITZ, S. 1982 — *Dynamic Programming Applications in Water Resources* — Water Resources Research, vol. 18, n.º 4, Aug. 1982, p. 673-696.

YEVJEVICH, V. 1976 — *Structure of Natural Hydrologic Time Processes* — in H. W. Shen (ed.), *Stochastic Approaches to Water Resources*, cap. 2, Fort Collins, Colorado, 1976.

YOUNG, G. 1967 — *Finding Reservoir Operating Rules* — J. of the Hydraulics Division, ASCE, n.º HY6, 1967, p. 297-321.

YOUNG, G. 1968 — *Discussion of: Mathematical Assessment of Synthetic Hydrology* — Water Resources Research, vol. 4, n.º 3, 1968, p. 681-683.

YOUNG, G. K. e M. A. PISANO 1970 — *Nonlinear Programing Applied to Regional Water Resource Planning* — Water Resources Research, vol. 6, n.º 1, Feb. 1970, p. 32-42.

ZAMAN, M. 1982 — *The Ganges Basin and the Water Dispute* — Water Supply and Management, vol. 6, n.º 4, 1982, p. 321-328.

ANEXOS

ANEXO A

ELEMENTOS SOBRE RECURSOS HÍDRICOS DE MOÇAMBIQUE

ÍNDICES

Texto

Figuras

Quadros

ANEXO A

ELEMENTOS SOBRE OS RECURSOS HÍDRICOS DE MOÇAMBIQUE

A.1 — GEOGRAFIA E CLIMA

Moçambique situa-se na costa oriental de África, na sua zona austral, entre as latitudes 10°27'S e 26°52'S e entre as longitudes 30°12'E e 40°51'E. Ocupa uma superfície de cerca de 780000 quilómetros quadrados, sendo limitado a Este pelo Oceano Índico e tendo fronteiras terrestres, de Norte para Sul, com a Tanzania, Malawi, Zâmbia, Zimbabwe, África do Sul e Suazilândia. A costa tem cerca de 2470 quilómetros de desenvolvimento e a fronteira terrestre tem um comprimento total de cerca de 4330 quilómetros. A figura A.1 apresenta a divisão administrativa do país em províncias e a localização das suas principais cidades.

No território moçambicano distinguem-se três zonas principais de relevo que se dispõem em escadaria, subindo do litoral para o interior, como se pode ver na carta hipsométrica, figura A.2.

— planície litoral: com altitudes inferiores a 200 metros, ocupa todo o litoral moçambicano e corresponde a cerca de 45% do território. Esta zona tem uma grande largura na região sul do país (províncias de Maputo, Gaza e Inhambane), reduzindo-se na região centro (províncias de Sofala, Manica e Tete) e ainda mais na região norte (províncias de Zambézia, Nampula, Cabo Delgado e Niassa);

— zona de planaltos: surge a seguir à planície litoral caminhando para o interior, com altitudes entre 200 e 1000 metros, corresponde a cerca de 40% do território. Está mais representada nas regiões norte e centro tendo quase nula expressão no sul do país;

— zona montanhosa: com altitudes superiores a 1000 metros, surge localizada principalmente junto às fronteiras e concentrada nas províncias de Manica, Zambézia, Tete e Niassa.

A altitude média do país, obtida a partir da carta hipsométrica, é de cerca de 370 metros. Nota-se, no entanto, uma clara distinção entre a região a sul do rio Save, que tem uma altitude média de cerca de 120 metros, e a região a norte do rio Save com uma altitude média de cerca de 435 metros.

As unidades geológicas fundamentais do território, representadas na figura A.3, são:

— rochas sedimentares do Quartenário, correspondendo à planície litoral e, portanto, largamente predominantes na região sul do País;

— rochas metamórficas do Primário Paleozóico e Précâmbrico, correspondendo à zona de planaltos e parte da zona montanhosa, predominando na região norte do País;

— rochas eruptivas do Primário Paleozóico e Précâmbrico, Secundário Mesozóico, Terciário, Karroo, constituindo parte importante da zona montanhosa;

— rochas sedimentares do Karroo, com representação apenas nas províncias de Tete e Niassa.

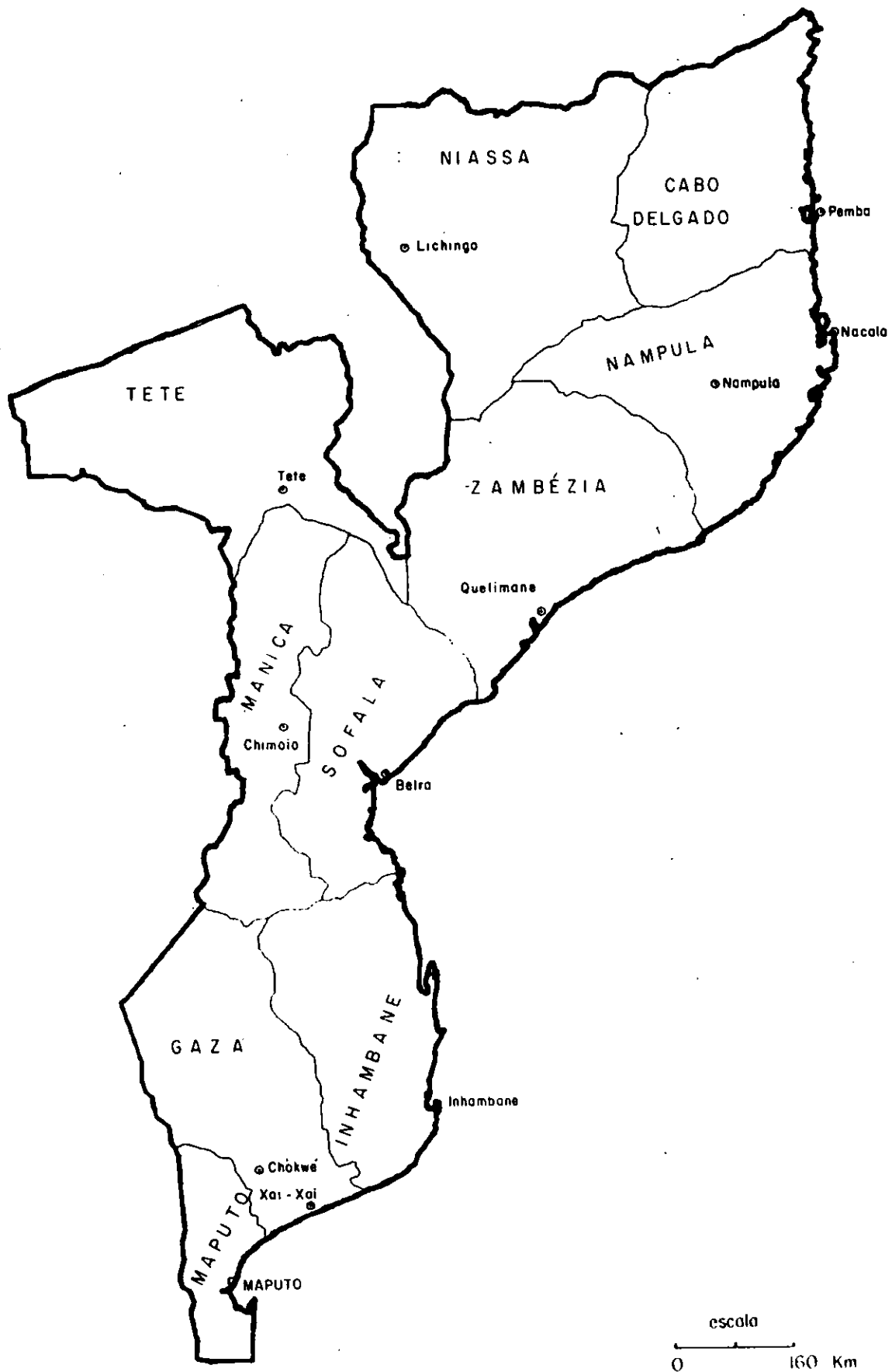



Fig. A.1 Divisão administrativa e principais cidades de Moçambique

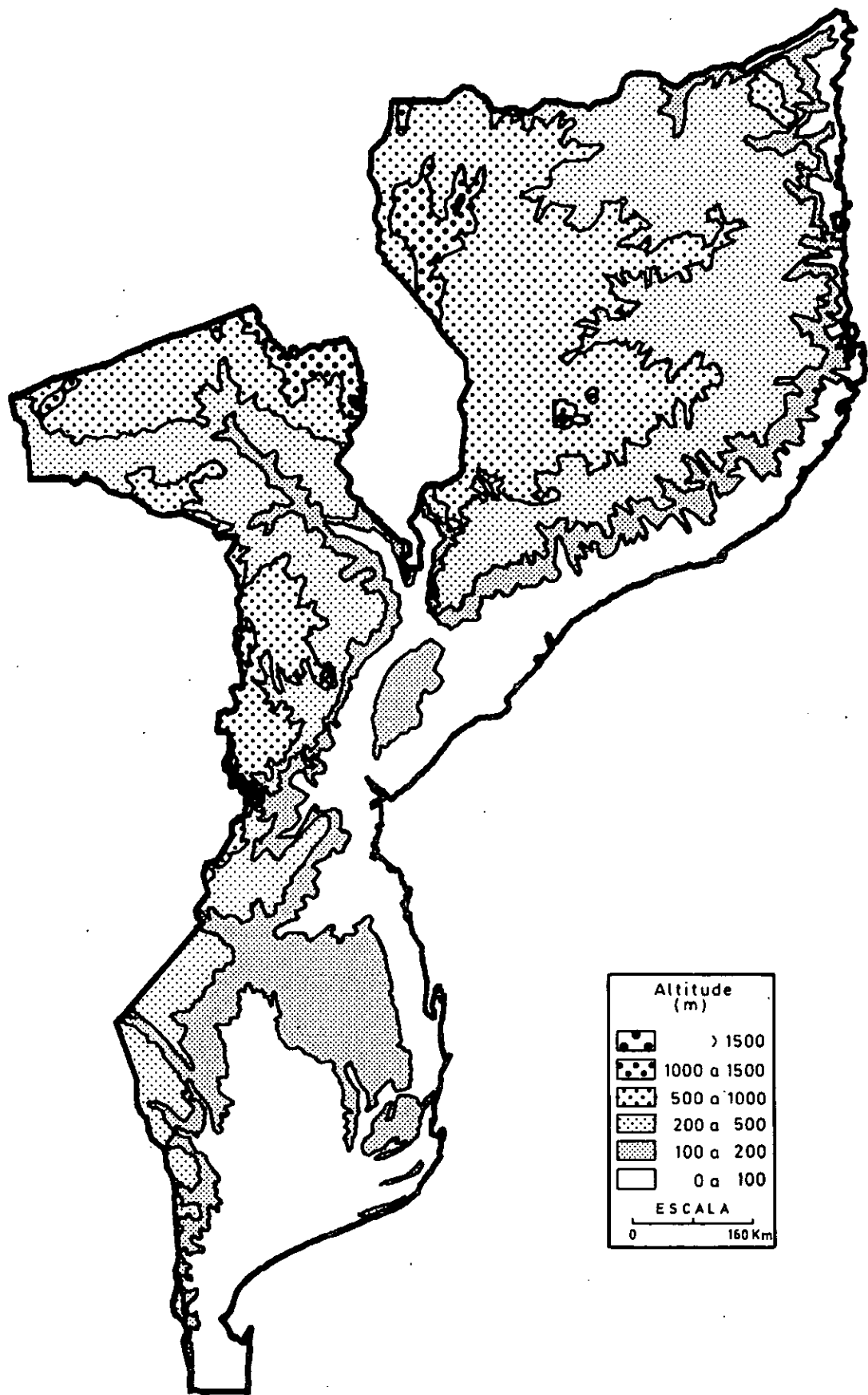



Fig. A.2 — Carta hipsométrica de Moçambique

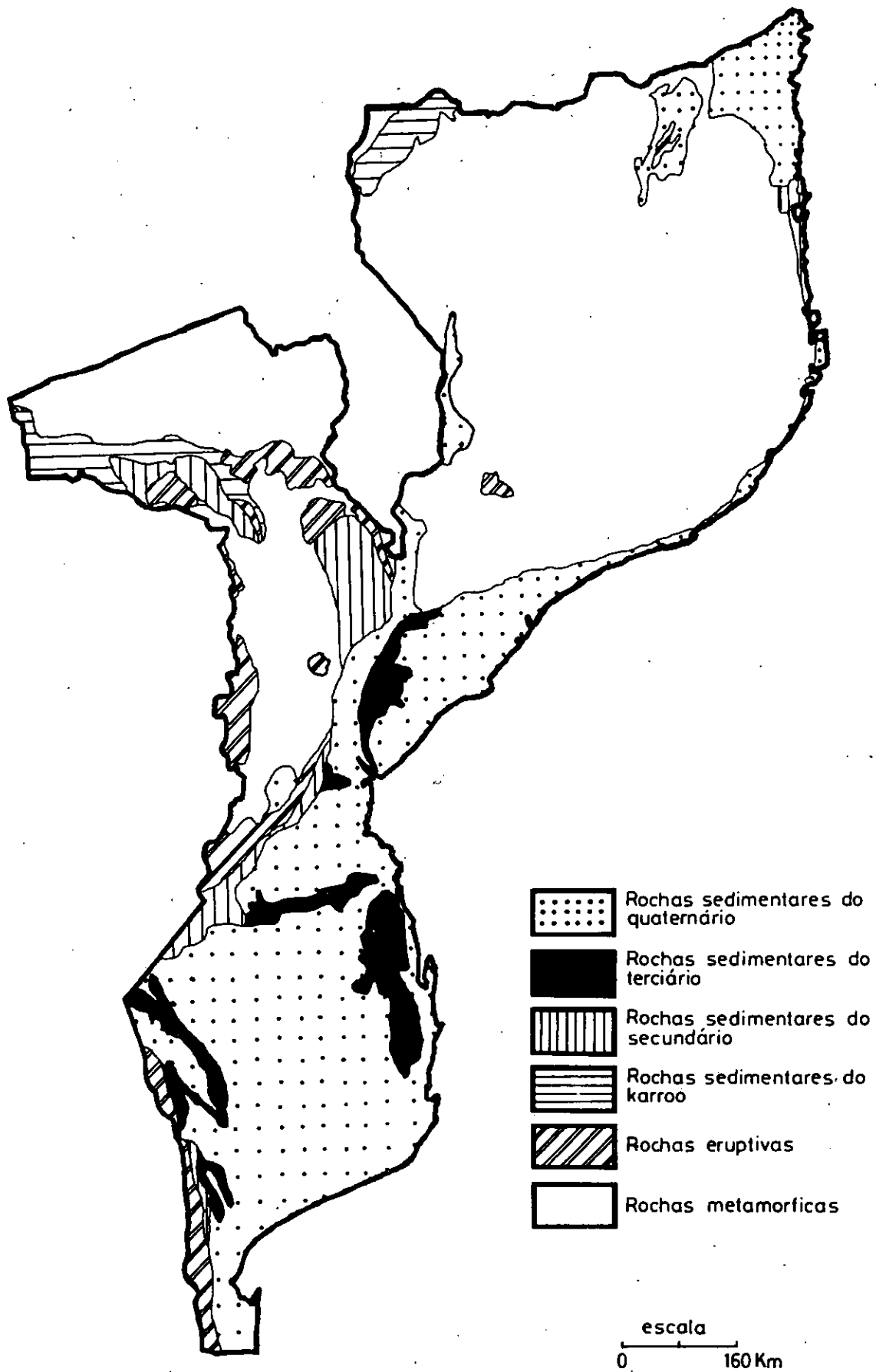



Fig. A.3 — Carta geológica de Moçambique

Em relação à hidrografia, a figura A.4 apresenta os principais rios moçambicanos e respectivas bacias hidrográficas. Os rios de primeira ordem, *i.e.* que não são afluentes de outors rios, têm uma orientação geral W-E ou NW-SE. As bacias hidrográficas apresenam características distintas conforme se encontram ou não a norte do rio Save:

— a região sul do País, até à bacia do Save inclusivé, planície litoral, é constituída pelos troços terminais de rios internacionais como o Maputo, o Umbelúzi, o Incomáti, o Limpopo e o Save. É uma zona relativamente mal drenada, com numerosas lagoas e pântanos, rios com fraco declive, muito sujeitos a inundações;
— as regiões centro e norte, onde predominam as zonas de planaltos e montanhosas, são constituídas na quase totalidade por bacias moçambicanas, excepção feita ao Zambeze e ao Rovuma. São regiões bem drenadas, tendo rios maior declive e, por vezes, quedas naturais importantes.

As bacias hidrográficas internacionais que incluem Moçambique, figura A.5, de entre as quais se destaca a do Zambeze com uma superfície de 1.2 milhões de quilómetros quadrados, sendo 140 000 quilómetros quadrados em território moçambicano, têm para Moçambique uma enorme importância, como é fácil de deduzir dos seguintes elementos:

— a área do território moçambicano englobado em bacias internacionais (404 170 km^2) constitui cerca de 52% da área total de Moçambique;
— a área de território moçambicano englobado em bacias internacionais constitui apenas cerca de 20% da área total dessas bacias (2 010790 km^2);
— a área total de Moçambique é cerca de 33% da área total das bacias que interessam directamente a Moçambique (2 386 620 km^2).

Esta situação torna-se bastante delicada, atendendo a que:

— nas bacias internacionais, o escoamento gerado fora de Moçambique e que atravessa a fronteira é, com excepção das bacias do Búzi e Pungoé, superior ao originado no próprio território de Moçambique;
— Moçambique situa-se nos troços de jusante dos rios, com a única excepção do Rovuma.

Fica assim evidenciado até que ponto as disponibilidades de água do País estão condicionadas pelas utilizações da água pelos países situados a montante.

Moçambique fica situado nas zonas intertropical (quente) e sub-tropical (temperado-quente). De entre as características climáticas que maior influência exercem nas disponibilidades de recursos hídricos contam-se a precipitação, a temperatura, a evapotranspiração, a humidade do ar e a aridez.

A figura A.6 apresenta as isoietas da precipitação anual média. O valor médio de precipitação anual em Moçambique é de 950 mm. No entanto, a distribuição espacial da precipitação anual média é muito heterogénea, sendo influenciada principalmente pela orografia e pela continentalidade. A região sul do país tem fracas precipitações, geralmente inferiores a 800 mm. É nesta região que se verificam os valores anuais médios mais baixos (Parfúri, 400 mm). A região centro tem valores mais altos, acima dos 1000 mm, atingindo valores de 1600-1800 mm nas regiões montanhosas de Manica. A província de Tete tem precipitações baixas, entre 500 e 1000 mm, com valores excedendo os 1000 mm nos planaltos de Angónia e Marávia. A região norte do país tem valores na generalidade acima dos 1000 mm, chegando a atingir 2000 mm nas regiões montanhosas da Alta Zambézia (Gurué, Tacuane).

Fig. A.4 — Rede hidrográfica de Moçambique

RIO	AREAS (km2)			ESCOAMENTOS (hm3) (média anual)		
	ÁREA TOTAL	ÁREA NACIONAL	%	NA FRONTEIRA	NA FOZ	%
MAPUTO	29800	1950	7	2900	3100	7
UMBELÚZI	5600	2300	41	340	500	32
INCOMÁTI	45700	14900	33	3100	3900	20
LIMPOPO	412000	79600	19	4210	5510	24
SAVE	106150	22600	21	4920	6130	20
BÚZI	28548	25601	90	870	6600	87
PUNGOÉ	30747	28000	91	600	6620	91
ZAMBEZE	1200000	140000	12	88100	106600	17
ROVUMA	155400	101160	65		12600	

NOTA: Os escoamentos (médio anual) não correspodem a um periodo homogeneo e os valores são estimados

Fig. A.5 — Bacias hidrográficas internacionais de Moçambique

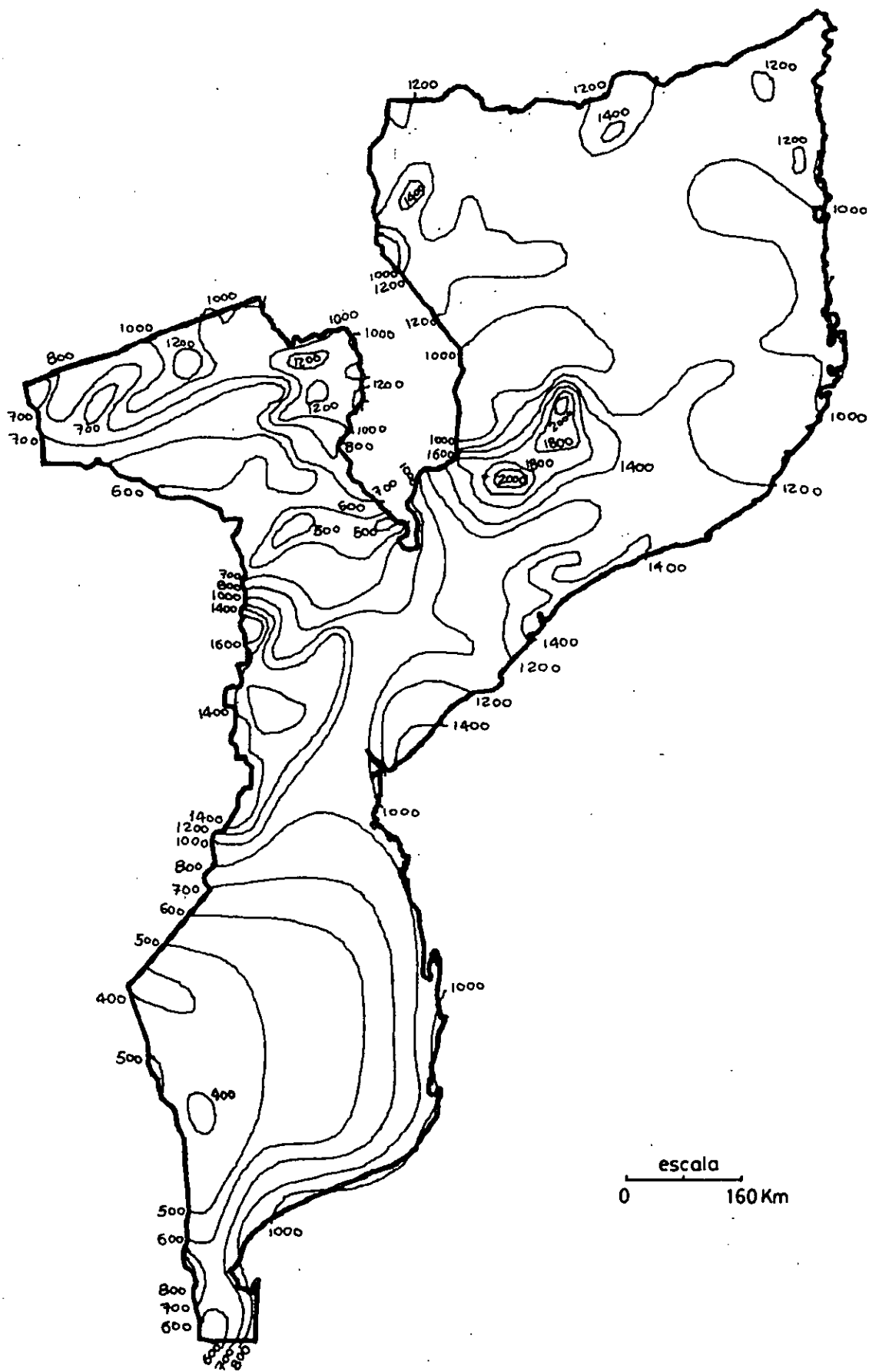



Fig. A.6 — Isoietas de precipitação anual média em Moçambique

A variação da precipitação no tempo é muito acentuada, quer de ano para ano, quer de longo do ano. As variações de ano para ano são ilustradas na figura A.7 em que se apresentam as precipitações anuais na cidade de Chokwé, província de Gaza, onde a precipitação anual média é de 638 mm e o coeficiente de variação é 0,28. Ao longo do ano, as precipitações em quase todo o território concentram-se num semestre com início em Outubro ou Novembro. A figura A.8 apresenta isolinhas do número de meses em que a precipitação excede, em média, 60 mm.

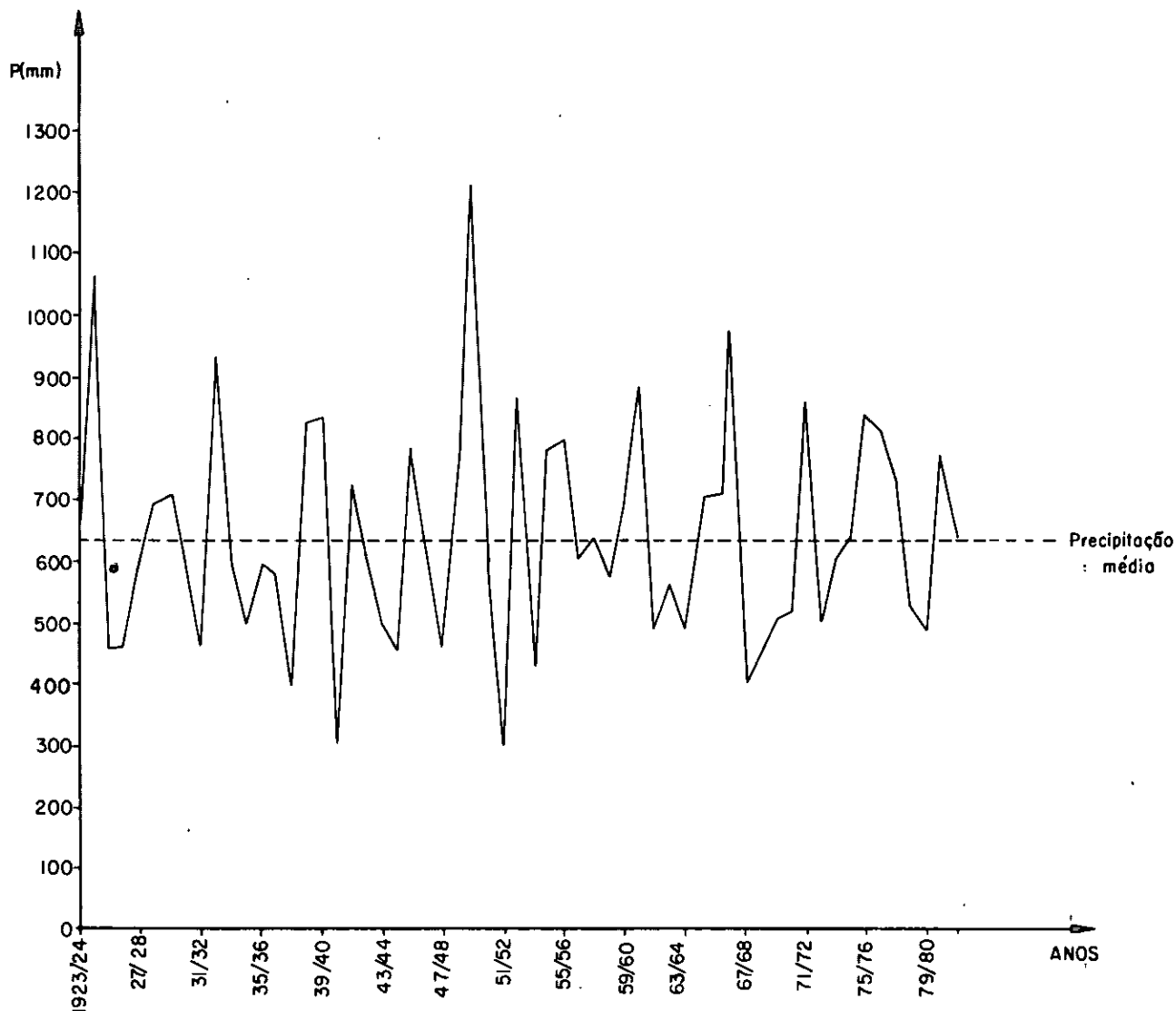



Fig. A.7 — Precipitações anuais na cidade de Chokwè

A temperatura anual média em Moçambique é de cerca de 24°C. Ao longo do ano, a temperatura média varia regularmente, atingindo o valor mensal médio mínimo em Julho (20°C), e o máximo em Novembro (25,5°C), no norte do país, e em Janeiro (26,5°C), no sul. A figura A.9 apresenta as isolinhas dos valores da temperatura anual média.

A figura A.10 apresenta as isolinhas da evapotranspiração potencial anual média (ETp.). O valor médio de ETp para todo o território é de 1280 mm enquanto que o da evapotranspiração real anual média (ETr) é de 837 mm. A figura A.11 apresenta as isolinhas da evapotranspiração real anual média. A comparação das figuras A.10 e A.11 mostra que o maior afastamento entre ETp e ETr se encontra nas regiões de fraca

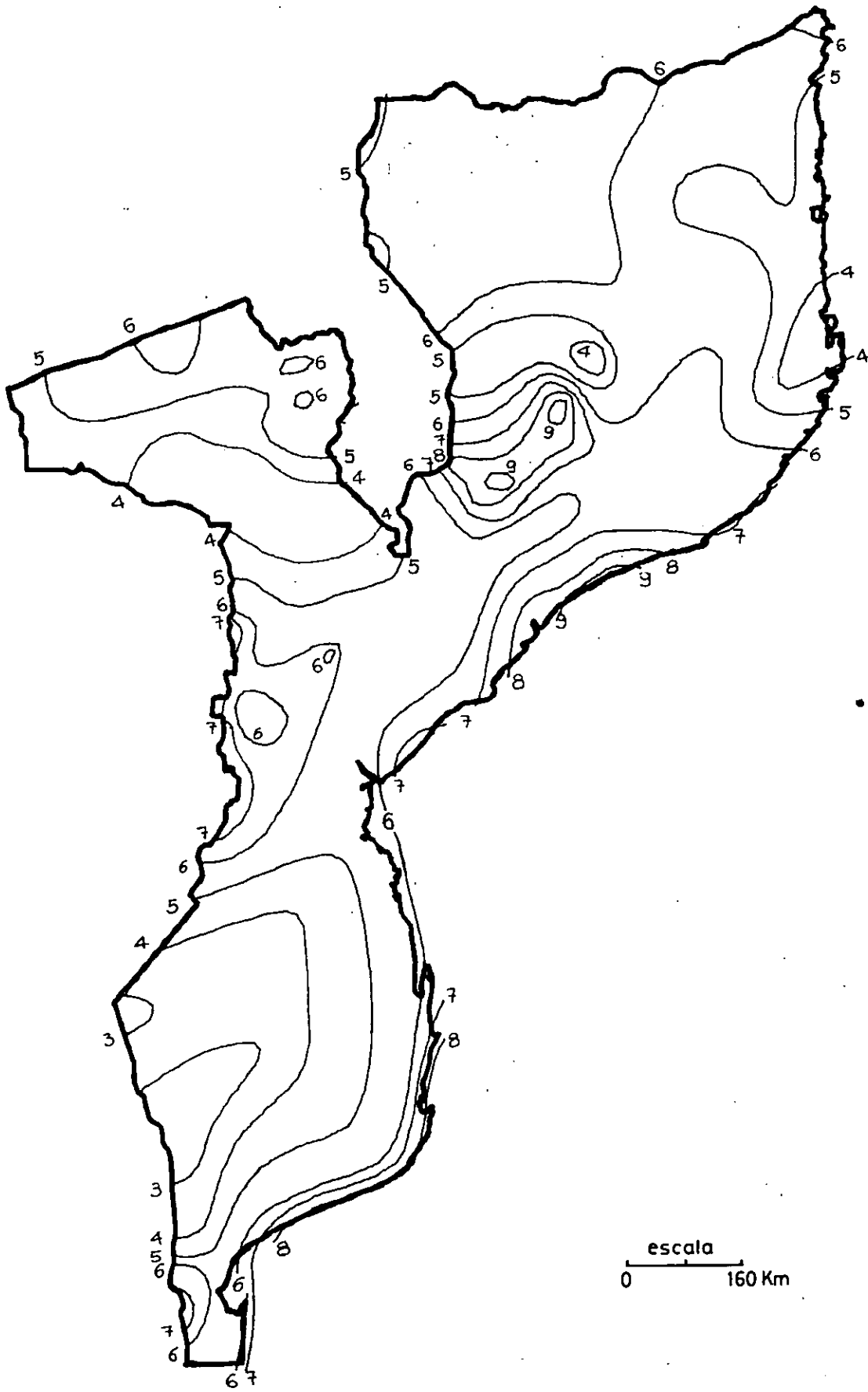



Fig. A.8 — Isolinhas do número de meses em que a precipitação mensal média excede 60 mm em Moçambique

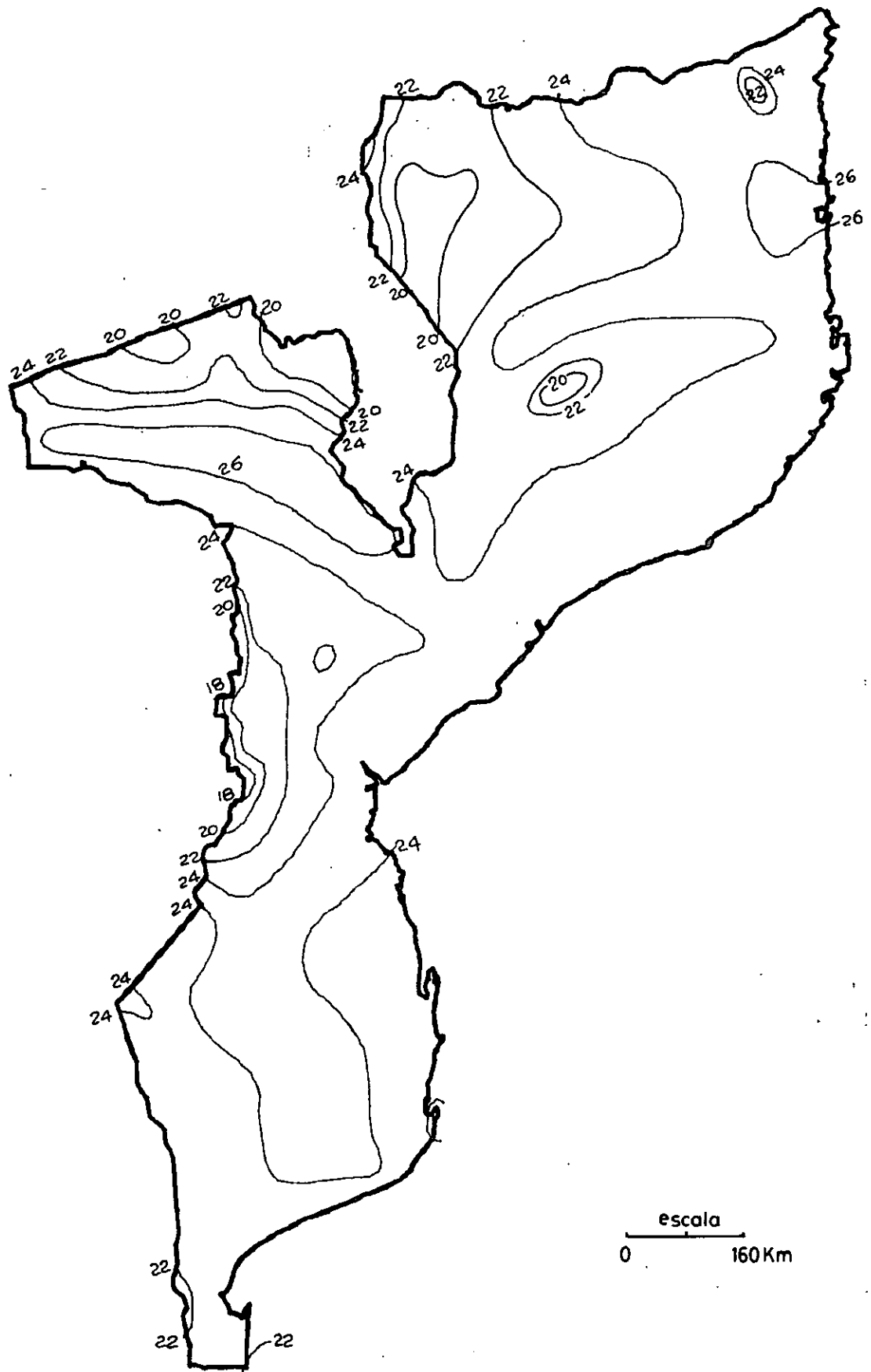



Fig. A.9 — Isolinhas de temperatura anual média em Moçambique

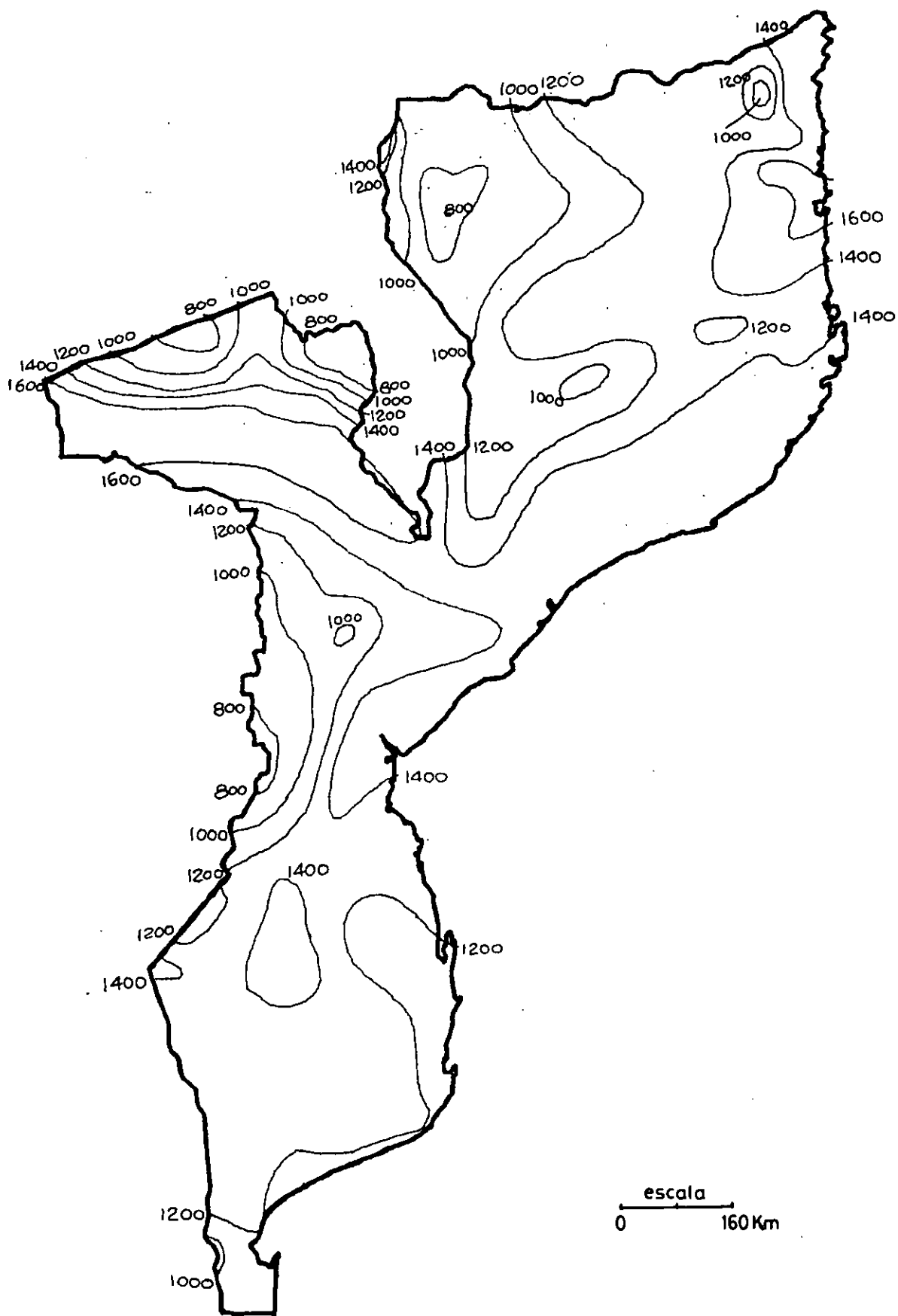



Fig. A.10 — Isolinhas de evapotranspiração potencial anual média de Moçambique

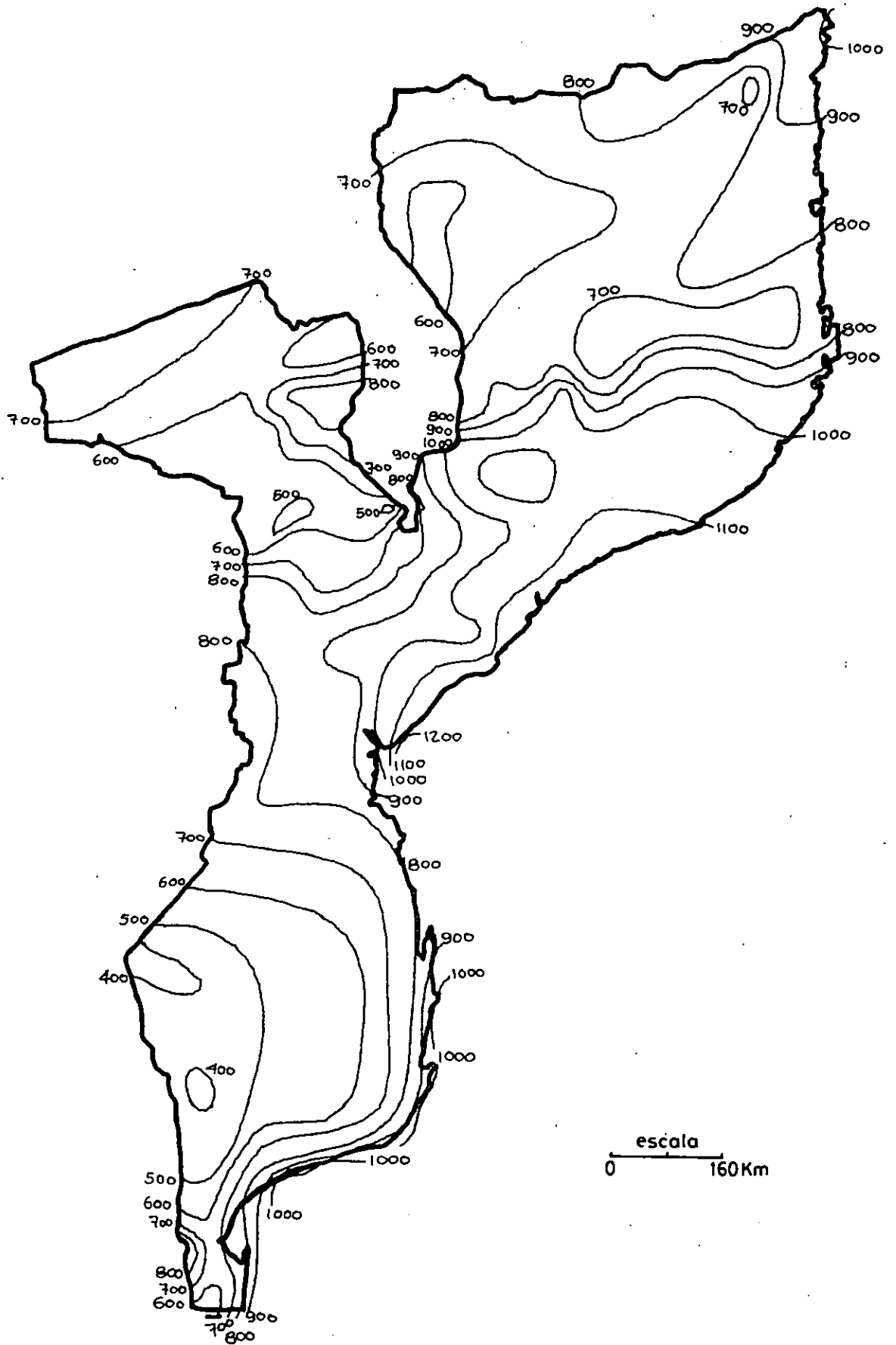



Fig. A.11 — Isolinhas de evapotranspiração real anual média em Moçambique

precipitação, no interior da região sul onde a evapotranspiração real atinge valores mínimos da ordem dos 400 mm; os valores mais altos, superiores a 1100 mm, encontram-se na Alta Zambézia e no litoral entre Beira e Moma.

Para o estudo do clima, interessa considerar a distribuição espacial dos valores médios da humidade do ar e da aridez, expressas respectivamente pelos índices de humidade, Iu, e de aridez, Ia, dados respectivamente pelas expressões (A.1) e A.2), em que P é a precipitação anual e As é a água de saturação do solo.

$$I_u = \frac{P - (ETp + As)}{ETp} \qquad \text{(A.1)}$$

$$I_a = \frac{ETp - ETr}{ETp} \qquad \text{(A.2)}$$

Verifica-se que grande parte do País tem valores do índice de humidade inferiores a 0.20, sendo práticamente nulos a sul do Save, embora esse valor seja largamente excedido nas regiões montanhosas da Zambézia e Manica e nos planaltos de Lichinga, Angónia e Marávia. O índice de aridez apresenta valores superiores a 20% em praticamente todo o território, atingindo nas regiões interiores do sul do Save e sul da província de Tete valores de 60%.

Os índices de humidade e aridez permitem definir o índice hídrico I_h:

$$I_h = I_u - 0.6^* \, I_a \qquad \text{(A.3)}$$

Em função destes três índices e da evapotranspiração potencial, torna-se possível estabelecer para Moçambique uma classificação climática, utilizando o sistema de Thorntwaite que se resume no quadro A.1.A figura A.12 apresenta as zonas climáticas de Moçambique assim obtidas.

QUADRO A.1

Classificação climática de Thortwaite

Índice Hídrico: I_h (%)	Classificação	Índices de Aridez I_a e de Humidade I_u:	Classificação	Evapotranspiração Potencial ET_p (mm)	Classificação
	HÚMIDOS				
$I_h \geq 100$	A -Super húmido			$ET_p < 142$	E' - Clima de gelo
$80 \leq I_h < 100$	B_4-Muito húmido	$0 \leq I_a < 16.7$	r -Défice nulo ou pequeno de água no ano		
$60 \leq I_h < 80$	B_3-Húmido			$142 \leq ET_p < 285$	D' -Tundra
$40 \leq I_h < 60$	B_2-Moderadamente húmido	$16.7 \leq I_a < 33.3$	Défice moderado de água	$285 \leq ET_p < 427$	C'_1-1.º Microtérmico
$20 \leq I_h < 40$	B_1-Pouco húmido		s -no Verão w -no Inverno	$427 \leq ET_p < 570$	$C'_2$2.º Microtérmico
$0 \leq I_h < 20$	C_2-Sub-húmido húmido	$I_a \geq 33.3$	Grande défice de água s_2-no Verão w_2-no Inverno	$570 \leq ET_p < 712$	B'_1-1.º Mesotérmico
	SECOS				
$-20 \leq I_h < 0$	C_1-Sub-húmido seco	$0 \leq I_u < 10$	d -Excesso pequeno ou nulo de água no ano	$712 \leq ET_p < 855$	B'_2-2.º Mesotérmico
$-40 \leq I_h < -20$	D - Semiárido	$10 \leq I_u < 20$	Excesso moderado de água:	$855 \leq ET_p < 997$	B'_3-3.º Mesotérmico
$I_h < -40$	E -Árido		s -no Verão w -no Inverno	$997 \leq ET_p < 1140$	B'_4-4.º Mesotérmico
		$I_u \geq 20$	Grande excesso de água: s_2-no Verão w_2-no Inverno	$ET_p \geq 1140$	A' -Megatérmico

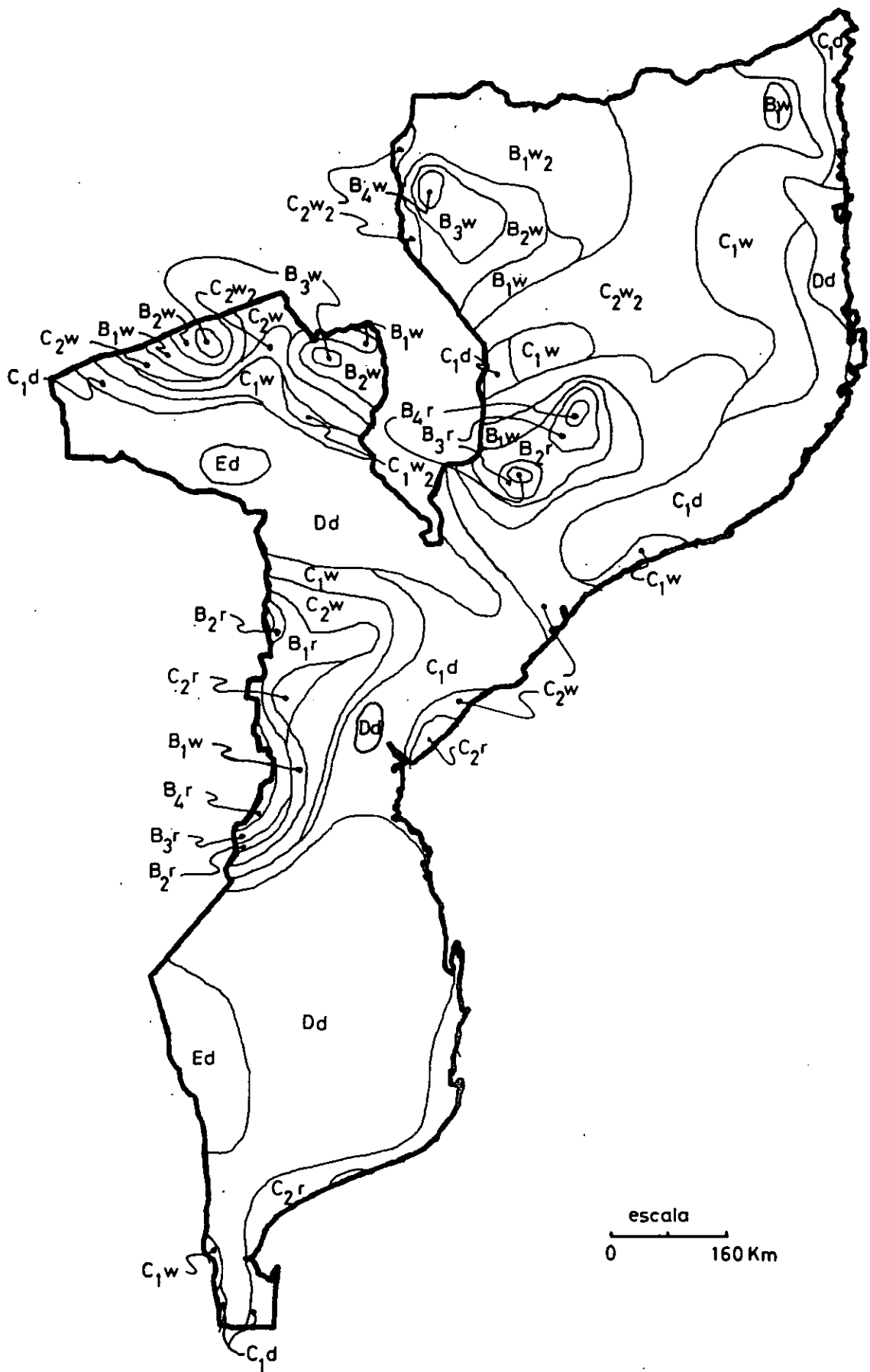



Fig. A.12 — Zonas climáticas de Moçambique (classificação de Thorntwaite)

A.2 — RECURSOS HÍDRICOS DE MOÇAMBIQUE

Com os elementos climáticos apresentados é possível estabelecer o balanço hídrico de Moçambique. O quadro A.2 apresenta-o em conjunto com as médias continentais e mundial (adaptado de CUNHA *et al.* 1980).

Apesar da precipitação anual média em Moçambique ter um valor superior à média mundial, o escoamento superficial resultante é reduzido - menos de 15% da precipitação - devido às grandes perdas por evapotranspiração, o que faz de Moçambique um dos países do mundo com mais baixo coeficiente de escoamento.

QUADRO A.2

Balanço Hídrico dos Continentes, do Mundo e de Moçambique

Região	Superfície ($10^6 km^2$)	Precipitação (mm)	Evapotranspiração (mm)	Escoamento superficial (mm)	Coeficiente de escoamento
África	30.3	686	547	139	0.20
América do Norte	20.7	670	383	287	0.43
América do Sul	17.8	1648	1065	583	0.35
Ásia	45.0	726	433	293	0.40
Austrália	8.7	736	510	226	0.31
Europa	10.0	734	415	319	0.43
Mundo	132.5	833	540	293	0.35
MOÇAMBIQUE	0.8	950	837	113	0.12

Relativamente aos recursos hídricos superficiais, o escoamento anual médio originado por precipitação em território moçambicano é de apenas 88 km^3 enquanto a contribuição dos rios internacionais na fronteira é de 126 km^3, dando um total de 214 km^3 de escoamento superficial. Embora a contribuição dos rios internacionais vá possivelmente diminuir no futuro, fruto dos aproveitamentos a montante, é natural que se mantenha como a fonte dominante dos recursos de água superficiais de Moçambique. Entrando em linha de conta com o escoamento dos rios internacionais, o valor do escoamento superficial, expresso em mm/ano passa de 113 para 275. A fraca densidade populacional de Moçambique conduz a valores razoáveis de capitação do volume do escoamento conforme se vê no quadro A.3 (adaptado de CUNHA *et al.* 1980).

QUADRO A.3

Capitações dos volumes de escoamento dos continentes, do mundo e de Moçambique

Região	População (milhões de hab.)	Escoamento superficial (km^3/ano)	Capitação do volume de escoamento (m^3/dia/hab.)
África	395	4200	29
América do Norte	322	6000	51
América do Sul	218	10400	131
Ásia	2507	13200	14
Austrália	17	2000	322
Europa	524	3100	16
Mundo	3983	38900	27
MOÇAMBIQUE	12	88/214*	20/49*

* O 2.º valor inclui a contribuição dos cursos de água que atravessam a fronteira.

Portanto, pode concluir-se que Moçambique não é um país rico em água, podendo até dizer-se que sofre de uma relativa escassez. Por outro lado, a grande importância relativa dos rios internacionais no seu potencial de recursos hídricos obrigam a uma cuidadosa gestão para evitar, no futuro, uma situação de carência de água e excesso de poluição provenientes dos países situados a montante.

Esta relativa escassez de escoamento superficial, conjugada com o facto de 50% do escoamento estar concentrado na bacia do Zambeze, explica a pouca importância dos restantes rios moçambicanos à escala internacional, como se pode ver dos quadros A.4 (adaptado de TODD 1970) e A.5.

A distribuição espacial do escoamento médio reflecte na componente de escoamento gerado em Moçambique a distribuição espacial da precipitação média. À componente do escoamento gerado no País soma-se o escoamento proveniente dos países de montante nas bacias internacionais. A resultante evidencia a grande heterogeneidade da distribuição dos recursos hídricos superficiais de Moçambique. Para se caracterizar essa distribuição, dividiu-se o País em cinco grandes regiões resultantes do agrupamento de bacias hidrográficas:

— a região sul, englobando as bacias do Maputo, Tembe, Umbelúzi, Incomáti, Limpopo, Save, as pequenas bacias ao sul do Save e a correspondente orla costeira;

QUADRO A.4
Os maiores rios do mundo em termos de caudal escoado

Escalão	Escoamento médio anual na foz (km^3)	Rios
1	$D > 1500$	Amazonas
2	$500 < D \leq 1500$	Congo, Mississipi, Orinoco, Yangtse, Bramaputra, Ganges, Ienisei.
3	$100 < D \leq 500$	St. Lawrence, Mckenzie, Columbia, Yukon, Paraná, Tocantins, Magdalena, Uruguai, ZAMBEZE, Níger, Lena, Irrawady, Ob, Mekong, Amur, Indus, Kolima, Sankai, Godavari, Danúbio, Pechora, Dvina.
4	$30 < D \leq 100$	Frazer, Nelson, Mobile, Susquehana, S. Francisco, Nilo, Huang - Ho, Pyasina, Krishna, Indigirka, Salween, Shatt-al-arab, Yana, Rèno, Dniepr, Ródano, Pó, Vistula

QUADRO A.5
Os maiores rios de Moçambique em termos de caudal escoado

Escalão	Escoamento médio anual na foz (km^3)	Rios
1	$D > 100$	Zambeze
2	$5 < D \leq 30$	Rovuma, Lúrio, Licungo, Pungoé, Búzi, Save, Limpopo.
3	$1 < D \leq 5$	Messalo, Monapo, Meluli, Ligonha, Molocué, Melela, Raraga, Incomáti, Maputo

— a região centro, englobando as bacias do Búzi e do Pungoé mais as pequenas bacias e a orla costeira entre o Save e o Zambeze;
— a bacia do Zambeze;
— a região centro-norte, englobando as bacias do Licungo, Ligonha e Lúrio mais as bacias e a orla costeira entre o Zambeze e o Lúrio;
— a região norte, abrangendo as bacias do Messalo e do Rovuma e outras bacias e a orla costeira a norte do Lúrio.

O quadro A.6 resume os elementos respeitantes ao escoamento superficial nestas cinco regiões.

Em termos do escoamento gerado no país, verifica-se, por exemplo, que a região sul, com 24.6% da área, apenas produz 4.3% do escoamento, em contraste com as regiões centro e centro-norte que produzem respectivamente 20.8% e 39.8% em 10.8% e 25.2% da área total, respectivamente. O Zambeze, com 17.9% da área total, produz apenas 9% do escoamento gerado no país embora, em termos de escoamento total, lhe corresponda 49.4% do escoamento total. Apesar da grande afluência de escoamento superficial através da fronteira, a região sul tem um escoamento total baixo, correspondendo a uma altura de 108 mm, definindo-se como a região mais pobre do País em recursos hídricos superficiais.

QUADRO A.6
Distribuição do escoamento superficial em Moçambique

Região	Área	Escoamento (hm^3)			Escoamento (mm)	
	(km^2)	na fronteira	gerado no país	total	gerado no país	total
Sul	191 730	16 975	3 795	20 770	20	108
Centro	84 460	1 150	18 400	19 550	218	231
Zambeze	140 000	98 000	8 000	106 000	57	757
Centro-Norte	196 275	-	35 232	35 232	180	180
Norte	167 535	10 000	23 016	33 016	137	197
Total	780 000	126 125	88 443	214 568	113	275

Em ligação com os escoamentos superficiais, importa referir alguns elementos sobre o potencial hidroeléctrico de Moçambique que se pode considerar alto - 13 000 MW de potência instalável e 65 000 GWh de energia economicamente produtível, embora estes valores devam ser tomados com as reservas respeitantes a uma primeira avaliação. Grande parte deste potencial está concentrado na bacia do rio Zambeze, com cerca de 10 000 MW e 45 000 GWh. Considerando as mesmas cinco regiões utilizadas para caracterizar os recursos hídricos superficiais, verifica-se que:

— a região sul tem um diminuto potencial hidroeléctrico pois, para além dos pequenos caudais, também não dispõe de quedas importantes;
— a região norte também não possui desníveis acentuados o que faz com o seu potencial hidroeléctrico seja relativamente baixo;
— as regiões centro e centro-norte, com caudais importantes e grandes quedas, têm um alto potencial hidroeléctrico, com destaque para as bacias do Búzi, Pungoé, Lúrio e Licungo.

Para além das bacias já referidas (Zambeze, Búzi, Pungoé, Lúrio, Licungo), apenas as bacias do Rovuma e do Limpopo têm um potencial que excede os 100 MW. O quadro A.7 resume os valores do potencial hidroeléctrico para as diversas regiões. A figura

QUADRO A.7
Potencial hidroeléctrico das regiões de Moçambique

Região	Área (km²)	Potencial hidroeléctrico (MW)	Potencial por unidade de superfície (kW/km²)
Sul	191 730	276	1.44
Centro	84 460	1172	13.88
Zambeze	140 000	10 084	72.03
Centro-Norte	196 275	847	4.32
Norte	167 535	370	2.21
Total	780 000	12 749	16.34

A.13 localiza os aproveitamentos com uma potência instalada ou prevista superior a 70 MW.

No que respeita aos recursos de águas subterrâneas, a informação existente é insuficiente para uma avaliação precisa do seu potencial. Moçambique pode ser dividido em três unidades hidrogeológicas que coincidem com as três unidades geológicas principais, incluindo:

— os aquíferos que ocorrem nas formações geológicas do Complexo Cristalino;
— os aquíferos que ocorrem nas formações do Karroo;
— os aquíferos englobados nas formações sedimentares pós-Karroo.

A primeira unidade ocorre no Centro e Norte do País correspondendo a zonas de falhas e fracturação. Os aquíferos podem surgir quando a espessura da camada de alteração excede os 30 metros. Normalmente, obtêm-se caudais modestos, 0.7 a 6 m³/h, embora pontualmente se possam obter caudais bastante superiores, como na região de mármores fracturados de Montepuez (40 a 70 m³/h). A qualidade de água é razoável a boa, permitindo abastecer pequenos centros populacionais.

A unidade correspondente às formações do Karroo pode ser dividida em duas categorias:

— aquíferos nos arenitos argilosos e sedimentos xistosos nas províncias de Tete e Niassa: há muito pouca informação sobre estes aquíferos, sendo natural que apenas os localizados em áreas altamente fracturadas tenham razoável produtividade. Os furos existentes têm revelado baixos caudais e má qualidade da água;
— aquíferos nas formações vulcânicas, basálticas e riolíticas, nas províncias de Maputo, Inhambane, Sofala, Manica e Tete: a qualidade da água é geralmente boa mas os caudais são relativamente pequenos, 1-3 m³/h, embora em áreas de grande fracturação e com espessuras da camada de basaltos da ordem dos 100 metros se tenham obtidos caudais de 25 a 30 m³/h.

A unidade hidrogeológica correspondente às formações sedimentares pós-Karroo abrange a quase totalidade da região a sul do Save, parte importante da província de Sofala, o baixo Zambeze e o litoral da província de Cabo Delgado. As formações do pós-Karroo correspondem formações do Quaternário e da fase final do Terciário (Cretácico). De entre as formações do Terciário destacam-se, pelo seu potencial e pela aceitável qualidade de água, a formação de Jofane (calcários e arenitos) na província de Inhambane, com caudais de 5 a 40 m³/h; calcários em terraços marinhos no troço final do rio Incomáti, com caudais de 50 a 120 m³/h; na província de Maputo, aquíferos profundos (150 a 200 m), compostos por arenitos, originando caudais de 15 a 25 m³/h, embora por vezes com teor de salinidade alto.

As formações do Quaternário são formações dunares e aluvionares, ocorrendo ao longo da costa. As formações dunares consistem quase sempre de areias finas ou muito

APROVEITAMENTO		POTÊNCIA A INSTALAR (MW)
1	MAPAI	75
2	BUZI	300
3	LUCITE	180
4	CHICAMBA	250
5	PUNGOE I	75
6	PUNGOE II	95
7	BUE MARIA	116
8	MUCANHA	111
9	CAHORA BASSA	3 600
10	LUIA	475
11	MEPANDA UNCUA	1 600
12	BOROMA	400
13	REVÚBOE	1 010
14	LUENHA	191
15	LUPATA	600
16	JUSANTE LUPATA	1 100
17	LICUNGO	175
18	LÚRIO	120

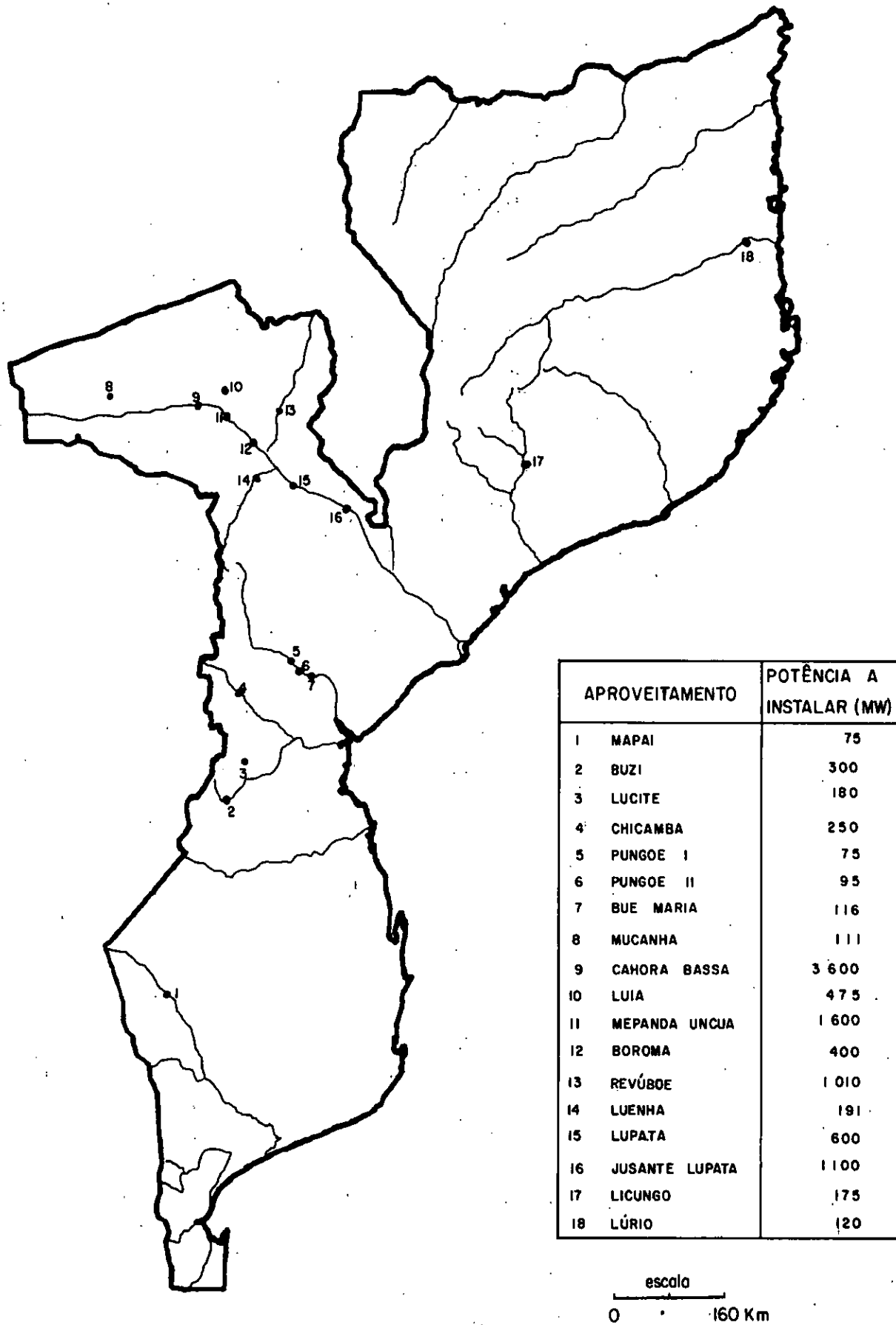



Fig. A.13 — Localização dos principais aproveitamentos hidroeléctricos

finas, obtendo-se caudais de 5 a 10 m^3/h. As formações aluvionares encontram-se não apenas nos troços médios e terminais dos rios mais importantes, mas até mesmo de rios não perenes. Em certos casos, os caudais obtidos chegam a ultrapassar os 200 m^3/h.

A partir da informação actualmente disponível, considera-se que apenas os aquíferos desta última unidade hidrogeológica (forções sedimentares pós-Karroo) podem fornecer caudais suficientes para utilizações como a irrigação e o abastecimento a centros urbanos, enquanto os restantes podem ser utilizados para abastecimento a pequenos povoados ou para criar pontos de abeberamento de gado.

A.3 — UTILIZAÇÃO ACTUAL E PERSPECTIVA DA UTILIZAÇÃO FUTURA DOS RECURSOS HÍDRICOS DE MOÇAMBIQUE

Não existe informação suficientemente sistematizada sobre as diversas utilizações da água em Moçambique, assim como sobre os correspondentes consumos, o que dificulta a sua caracterização.

A irrigação irá ter, no futuro, grande importância em Moçambique, onde extensas áreas agricultáveis sofrem condições climáticas desfavoráveis que limitam bastante as possibilidades de se obterem bons rendimentos em regime de sequeiro. Actualmente a irrigação está pouco expandida, concentrando-se em algumas poucas empresas agrícolas de grandes dimensões, como o Complexo Agro-Industrial do Limpopo e as empresas açucareiras.

A área actualmente irrigada não atinge 70000 hectares, valor insignificante em comparação com o potencial de áreas irrigáveis pois, embora não se disponha duma estimativa precisa, o valor de dois milhões de hectares irrigáveis é considerado geralmente como uma estimativa conservadora. O quadro A.8 e a figura A.14

QUADRO A.8
Esquemas de regadio actualmente existentes

N.º	Esquema de regadio	Bacia	Província	Área (ha)
1	N'guri	Messalo	Cabo Delgado	500
2	Chipembe	Montepuez	Cabo Delgado	50
3	Magaia	Messalo	Cabo Delgado	70
4	Mutamba	Rovuma	Cabo Delgado	500
5	Pequenos regadios	Rovuma	Niassa	100
6	Ribaué	Lúrio	Nampula	500
7	Naute	Licungo	Zambézia	200
8	Pequenos regadios	Zambeze	Zambézia	100
9	Açucar. Sena Sugar	Zambeze	Zamb. e Sofala	9600
10	Mopeia	Zambeze	Zambézia	100
11	Sussudenga	Búzi	Manica	1400
12	Açucar. Mafambisse	Pungoé	Sofala	10400
13	Chibabava	Búzi	Sofala	1400
14	Açucareira do Búzi	Búzi	Sofala	4000
15	Massingir	Limpopo	Gaza	250
16	CAIL	Limpopo	Gaza	15000
17	Coop. "Herois Moç."	Limpopo	Gaza	1000
18	SRBL	Limpopo	Gaza	5200
19	Magude	Incomáti	Maputo	1400
20	Moamba	Incomáti	Maputo	1200
21	Açucareira MARAGRA	Incomáti	Maputo	5500
22	Macia	Incomáti	Maputo	1500
23	Açucareira SAI	Incomáti	Maputo	5100
24	Umbelúzi	Umbelúzi	Maputo	1300
25	Salamanga	Maputo	Maputo	1000
Total				67370

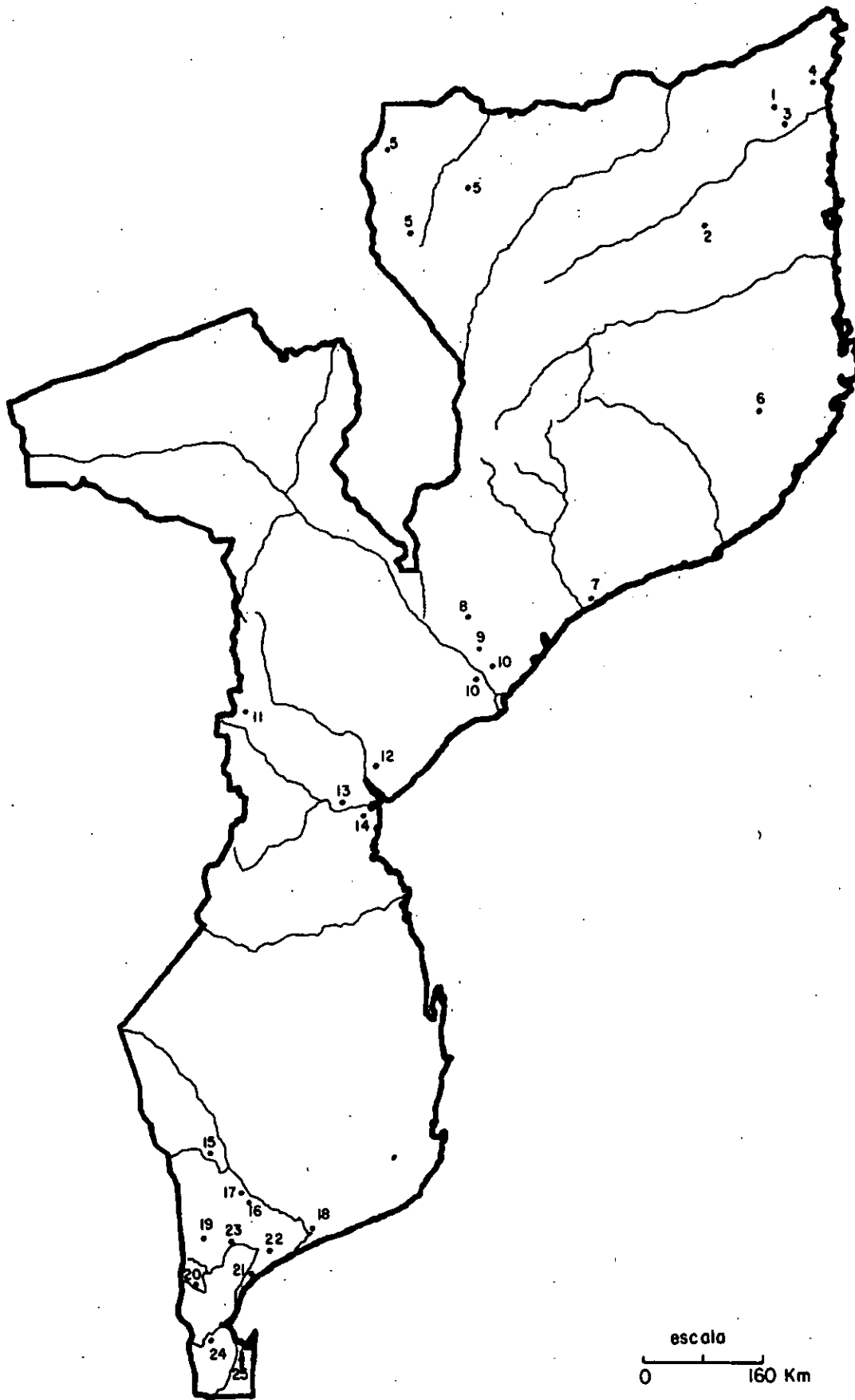



Fig. A.14 — Localização dos esquemas de regadio actualmente existentes

apresentam a distribuição dos regadios pelo país. O consumo de água com os regadios existentes é estimado em cerca de 1400 hm^3, correspondendo a uma eficiência global relativamente baixa, de cerca de 40%. Prevê-se a médio prazo uma grande expansão das áreas de irrigação, passando dos actuais 70 000 para cerca de 830 000 hectares. Os projectos previstos para esta expansão são apresentados na figura A.15. Pretende-se aumentar bastante a área irrigada a sul do Save, por causa das condições climáticas desfavoráveis da região e devido à concentração populacional em Maputo. A bacia do Zambeze, devido às suas potencialidades naturais, é outra zona onde se pretende expandir grandemente a área irrigada.

Em relação ao abastecimento doméstico, em 1977 era estimado que apenas cerca de 15% da população de Moçambique tinha abastecimento de água potável em condições "razoáveis", *i.e*, ligação domiciliária ou por fontanário. A situação tem vindo a melhorar e, principalmente nas zonas rurais, têm sido instalados e estão a operar um grande número de sistemas de abastecimento baseados em furos ou poços. Nesta altura, cerca de 3 milhões de pessoas (2 milhões em centros urbanos e 1 milhão em áreas rurais), aproximadamente 25% da população total, têm um abastecimento seguro. A maioria dos centros urbanos tem sistemas de abastecimento a partir de águas superficiais, com uma capacidade instalada para 210 000 m^3/dia, dos quais cerca de 60% correspondem às cidades de Maputo, Beira e Nampula, onde se concentra igual percentagem da população urbana. Os consumos médios unitários são da ordem dos 100 l/dia/hab nas áreas com ligações domiciliárias, 30 para fontanários, 10 a 15 em áreas rurais com uma fonte de água distante podendo no entanto este valor descer para 5 l/dia/hab no caso de distâncias muito grandes.

A maioria dos centros urbanos não dispõem de um sistema de esgotos domésticos, sendo generalizada a utilização de fossas sépticas isoladas. Apenas a cidade da Beira tem um sistema de esgotos, abrangendo cerca de um quarto da sua população, e uma estação de tratamento. Prevê-se, a breve prazo, a introdução de um sistema de esgotos e estação de tratamento para a cidade de Maputo.

Moçambique dispõe actualmente de três grandes aproveitamentos hidroeléctricos:

— Cahora-Bassa, no rio Zambeze, com uma potência instalada de 2000 MW (central sul);
— Chicamba e Mavúzi, no rio Revué (bacia do Búzi), com uma potência total instalada de cerca de 70 MW.

O consumo total de energia no País foi no período de 1977 a 1980 de cerca de 800 GWh anualmente, correspondendo nesse mesmo período cerca de 50% à componente hidroeléctrica, graças à entrada em operação da central de Cahora-Bassa. A província de Maputo, em especial a capital do País, absorve 350 GWh anualmente, dos quais 250 GWh correspondem a energia produzida por Cahora-Bassa e recebida através da África do Sul. Cahora-Bassa tem uma produção anual média de cerca de 15 000 GWh, sendo apenas uma pequena parte consumida em Moçambique (província de Maputo e, a breve prazo, a região centro-norte). Prevê-se a construção a curto prazo de mais algumas centrais hidroeléctricas, aproveitando as albufeiras já existentes ou em construção - Massingir, Corumana, Pequenos Libombos - num total de cerca de 65 MW.

O abastecimento de água à indústria tem pouca expressão, resultado do fraco desenvolvimento industrial do País, apenas se podendo considerar como significativo o consumo da zona industrial de Maputo. As principais concentrações industriais são, para além de Maputo, as cidades de Beira e Nampula. O abastecimento é feito a partir do sistema de abastecimento urbano (doméstico) embora algumas das indústrias tenham abastecimento próprio.

Nº	BACIA	AREA A IRRIGAR (ha)
1	Rovuma	9.200
2	Messalo	5.230
3	Montepuez	2250
4	Lurio	12.000
5	Monapo	10.000
6	Licungo	2.000
7	Zambeze	228.200
8	Pungoé	106.250
9	Buzi	10.000
10	Save	46.000
11	Limpopo	156.000
12	Incomati	186.000
13	Umbeluze	15.200
14	Maputo	36.500

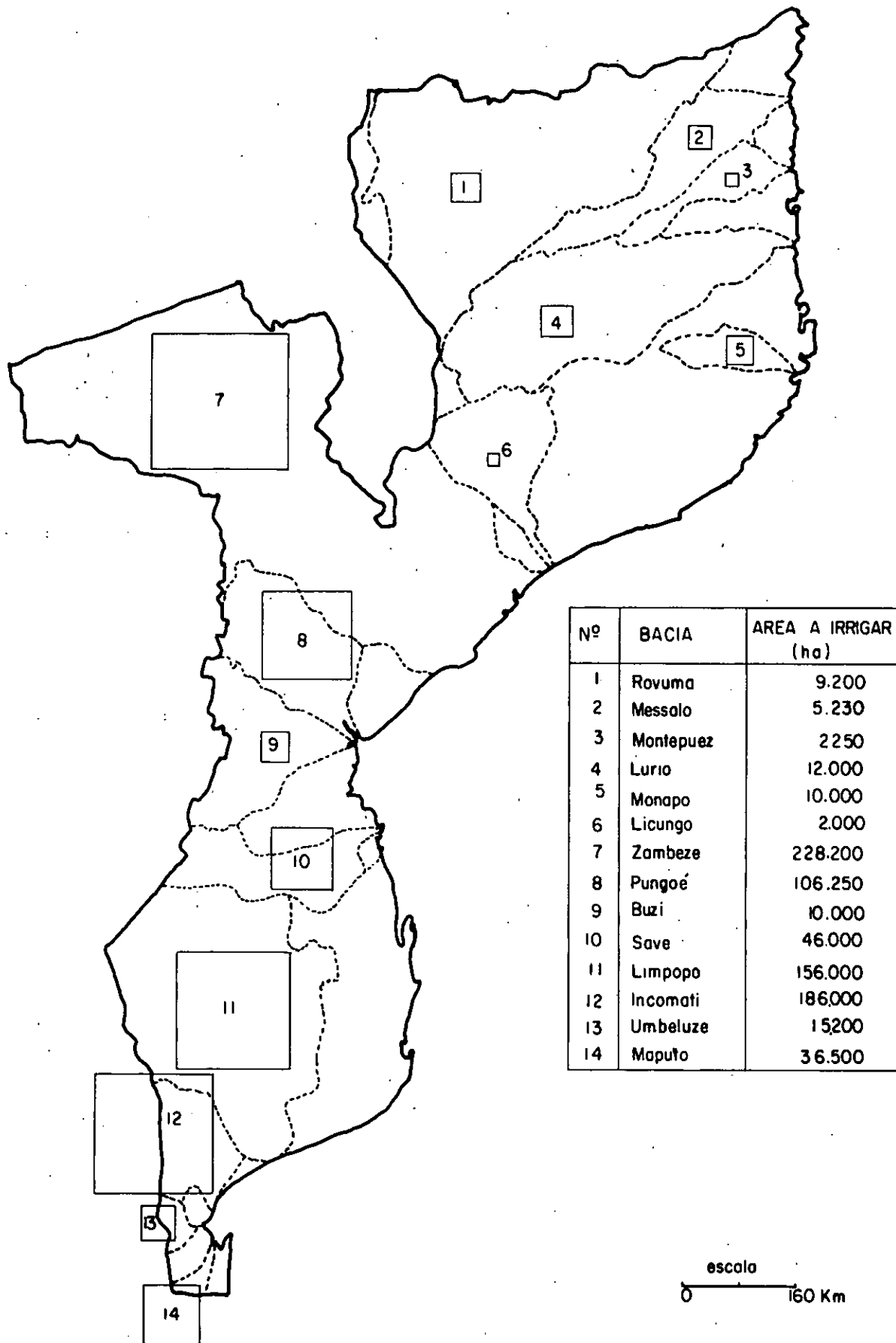



Fig. A.15 — Distribuição por bacias dos projectos de expansão de regadios

O consumo industrial em Maputo é aproximadamente 25 000 m^3/dia, estimando-se o consumo para todas as restantes indústrias em cerca de 20 000 m^3/dia, ou seja, um total aproximado de 16 hm^3 por ano. Previsões de vários Ministérios e outros organismos indicam o crescimento deste valor para 88 hm^3/ano em 1990 e 200 hm^3/ano no ano 2000, atendendo aos projectos de desenvolvimento industrial programados e em curso.

Não se verificam até ao presente problemas sérios de poluição industrial. No entanto, a situação de Maputo começa a causar preocupações e há que controlar devidamente os efeitos de algumas novas indústrias na qualidade da água (têxteis, indústria florestal e de pasta de papel, alumínio, metalurgia).

No presente, a navegação fluvial não tem qualquer significado na economia de Moçambique, não existindo transportes regulares de pessoas e mercadorias em rios e lagos.

O rio Zambeze é, sem dúvida, àquele que oferece o maior potencial para o desenvolvimento da navegação fluvial, quer pelas condições naturais intrínsecas, quer pelas regiões económicas que poderá servir em Moçambique e nos países vizinhos. Embora no passado o Zambeze tenha sido navegado entre Tete e a foz, tal não acontece actualmente. Decorrem agora estudos de viabilidade de navegação no Zambeze para transporte de carvão, minério e produtos metalúrgicos.

A.4 — NECESSIDADE DE ALBUFEIRAS DE REGULARIZAÇÃO EM MOÇAMBIQUE

De acordo com a informação hidrológica actualmente existente, os principais recursos hídricos de que Moçambique dispõe são de água superficial. Os rios moçambicanos apresentam todos a mesma forma de hidrograma anual, como uma época de escoamentos elevados entre Novembro e Abril (mas não durando usualmente mais do que 4 meses), e uma prolongada época de estiagem, onde muitos dos rios secam e até os rios mais importantes têm caudais reduzidos. A figura A.16 apresenta os hidrogramas de escoamentos mensais durante 5 anos de alguns dos principais rios de Moçambique. O quadro A.9 ilustra a alta torrencialidade dos rios moçambicanos, expressa pela percentagem do escoamento anual ocorrida nos três meses consecutivos de maior escoamento.

Para o aproveitamento do potencial de recursos hídricos, importa saber qual a disponibilidade de água associada a determinada fiabilidade em função de vários níveis de capacidade de armazenamento para regularização de escoamentos. Para esse efeito, considerou-se para ilustração as séries históricas de escoamentos mensais (com durações entre 15 e 25 anos) dos rios apresentados no quadro A.9. Utilizando o algoritmo

QUADRO A.9
Torrencialidade de alguns rios Moçambicanos

Rio	Escoamento médio (hm^3)	% do escoamento anual ocorrido nos 3 meses consecutivos de maior escoamento	
		Média	Desvio padrão
Limpopo	5600.	0.78	0.13
Save	7960.	0.79	0.09
Pungoé	3144.	0.67	0.09
Zambeze	84020.	0.54	0.08
Licungo	182.	0.60	0.07
Lúrio	7380.	0.80	0.07

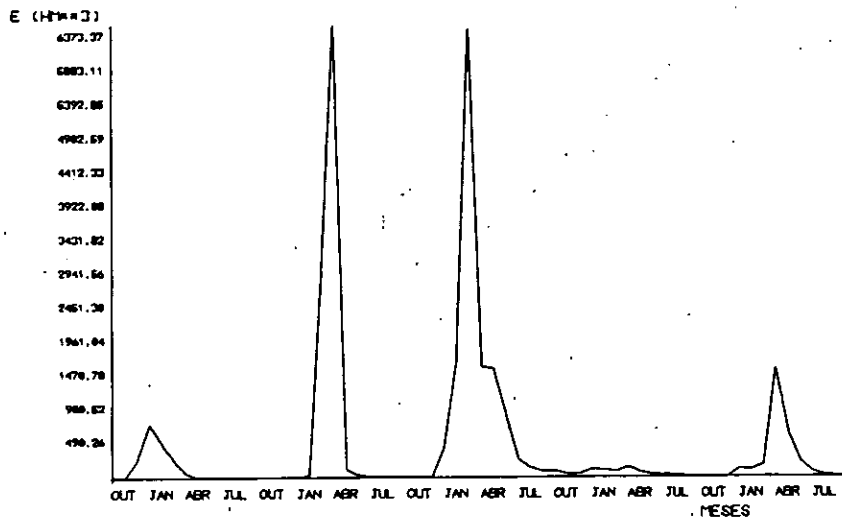
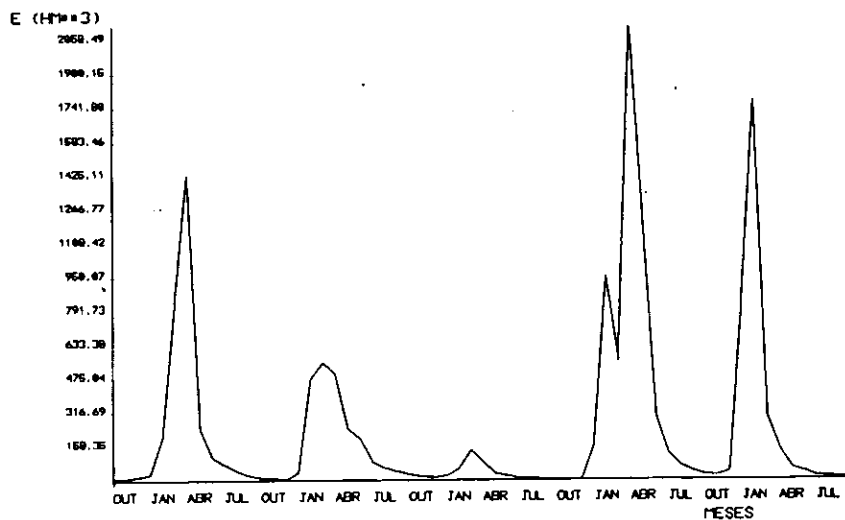
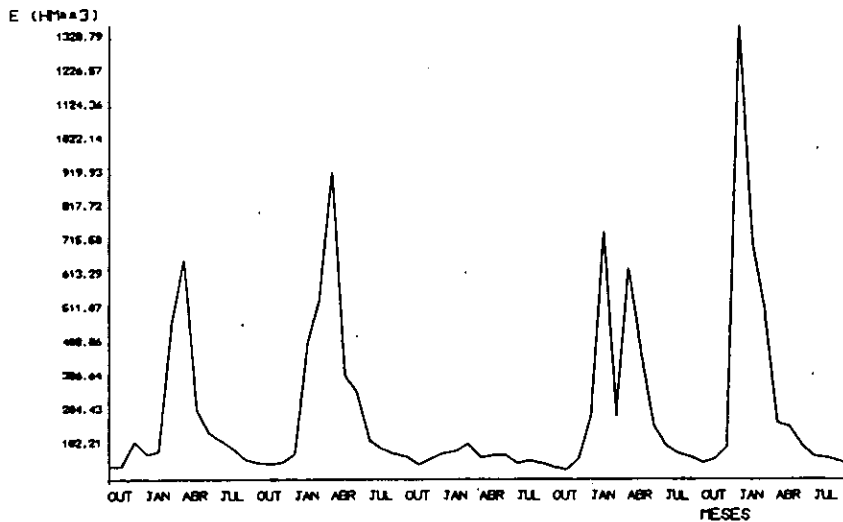
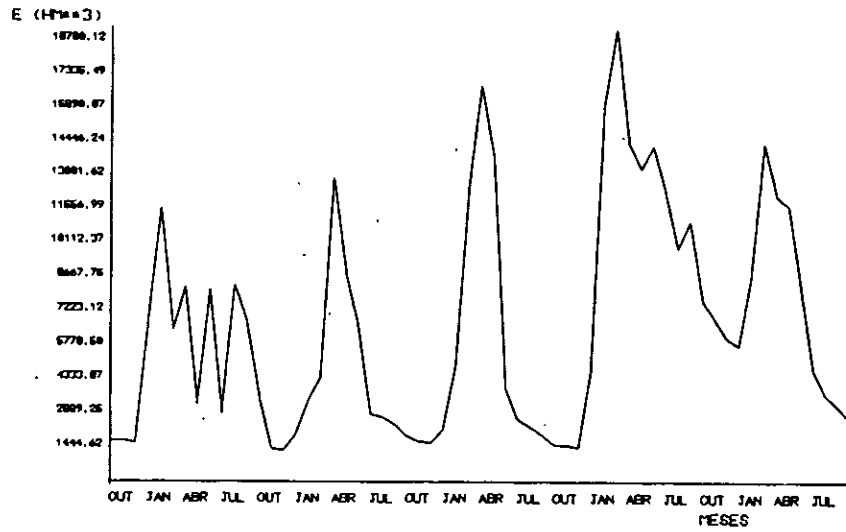
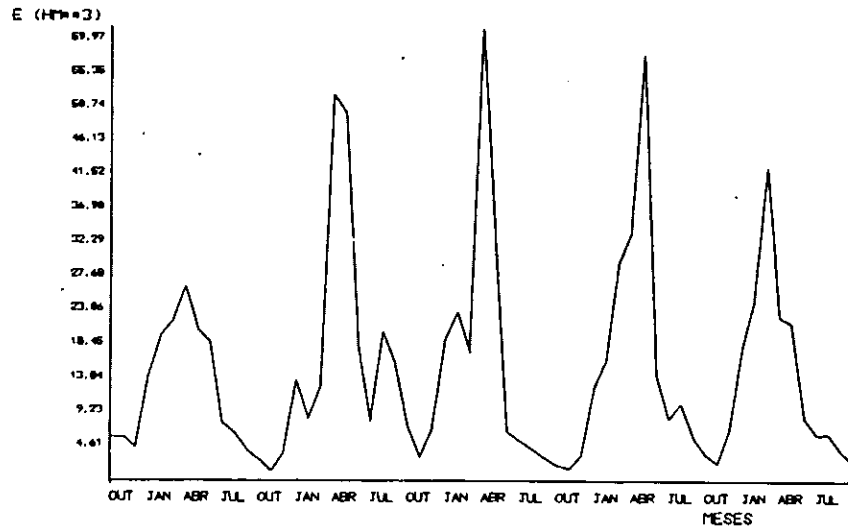



Fig. A.16 — Hidrogramas de escoamentos mensais de alguns rios de Moçambique

RIO ZAMBEZE (MATUNDO)
ESCOAMENTOS MENSAIS OUTUBRO 1965 A SETEMBRO 1970
E (HM**3)
14446.24
10112.37
7223.12
1444.62
OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL
MESES

RIO LICUNGO (GURUE')
ESCOAMENTOS MENSAIS OUTUBRO 1965 A SETEMBRO 1970
E (HM**3)
41.52
32.29
9.23
4.61
OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL
MESES

RIO LURIO (NAMAPA)
ESCOAMENTOS MENSAIS OUTUBRO 1965 A SETEMBRO 1970
E (HM**3)
2458.92
2269.77
2080.62
1891.48
1702.33
1513.18
1324.03
1134.89
946.74
756.59
567.44
378.30
189.15
OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL OUT JAN ABR JUL
MESES

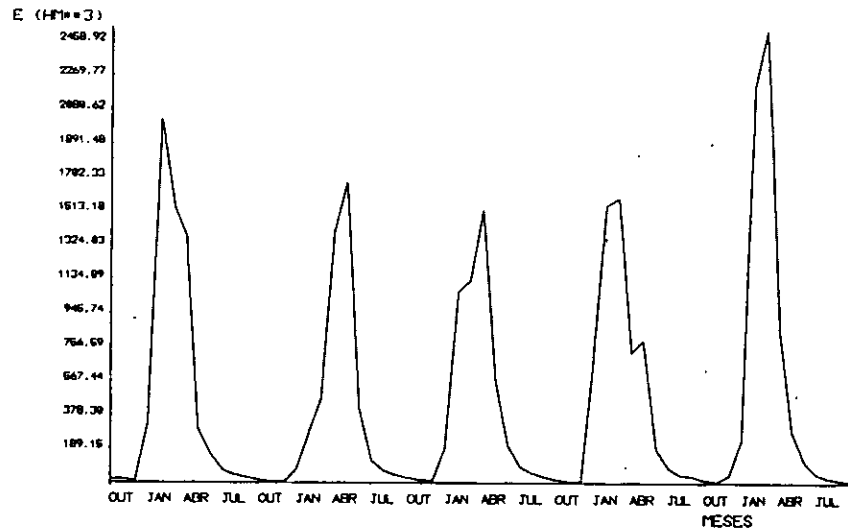



Fig. A.16 (cont.)

dos picos consecutivos, determinou-se para cada rio qual a capacidade de armazenamento necessária para fornecer diversos valores de descarga mensal uniforme, considerando fiabilidades $f=0.75$ e $f=0.90$. Os resultados apresentam-se no quadro A.10 ($f=0.75$) e A.11 ($f=0.90$) e figuras A.17 e A.18, onde S^* E^* são respectivamente a capacidade de armazenamento e o escoamento anual garantido expressos em percentagem do escoamento anual médio.

QUADRO A.10

Valores de S^* e de E^* para $F=0.75$

Rio	Escoamento médio (hm^3)	Valor de E^* para $S^*=0$	Valores de S^* para $E^*=$		
			50%	70%	90%
Limpopo	5600.	3.5	27	58	108
Save	7960.	4.	22	55	165
Pungoé	3144.	26.	6	16	29
Zambeze	84020.	42.	1	7	21
Licungo	182.	30.	3	9	20
Lúrio	7380.	5.	15	25	44

Verifica-se que apenas fracções muito pequenas do escoamento anual médio podem ser aproveitadas quando a capacidade de armazenamento é inexistente. Essa situação é mais marcante para os rios da região sul, como o Limpopo e o Save, região onde se verificam exactamente, já no momento actual, carências de água na época seca. A exigência duma maior fiabilidade agrava esta situação como se vê no quadro A.11.

Os estudos de inventariação de recursos hídricos a nível de bacias hidrográficas têm salientado a necessidade de albufeiras de regularização. No seu conjunto, esses estudos - que ainda não cobrem com pormenor a totalidade do território - prevêm já a

QUADRO A.11

Valores de S^* e de E^* para $F=0.90$

Rio	Escoamento médio (hm^3)	Valor de E^* para $S^*=0$	Valores de S^* para $E^*=$		
			50%	70%	90%
Limpopo	5600.	0	64	131	228
Save	7960.	0	62.5	215	390
Pungoé	3144.	1.5	14	32	79
Zambeze	84020.	30	5	19	56
Licungo	182.	18	8.5	17	38
Lúrio	7380.	1.5	23	54	79

necessidade de cerca de setenta grandes albufeiras, sendo natural que o número efectivo de barragens a construir seja bastante superior. A figura A.19 localiza os aproveitamentos inventariados, alguns dos quais já existentes ou em construção.

No entanto, a criação de grandes albufeiras em Moçambique é, do ponto de vista técnico-económico, um problema difícil. Com efeito, muito dos rios moçambicanos caracterizam-se por valores muito abertos e com espessas camadas de aluvião, conduzindo a barragens de terra com comprimentos de coroamento muito extensos e grande volume de aterros, e a trabalhos complicados e dispendiosos para tornar a fundação menos permeável, e diminuir os assentamentos após a construção. Por exemplo, a barragem de Massingir, já construída, com uma altura de 48 metros, tem

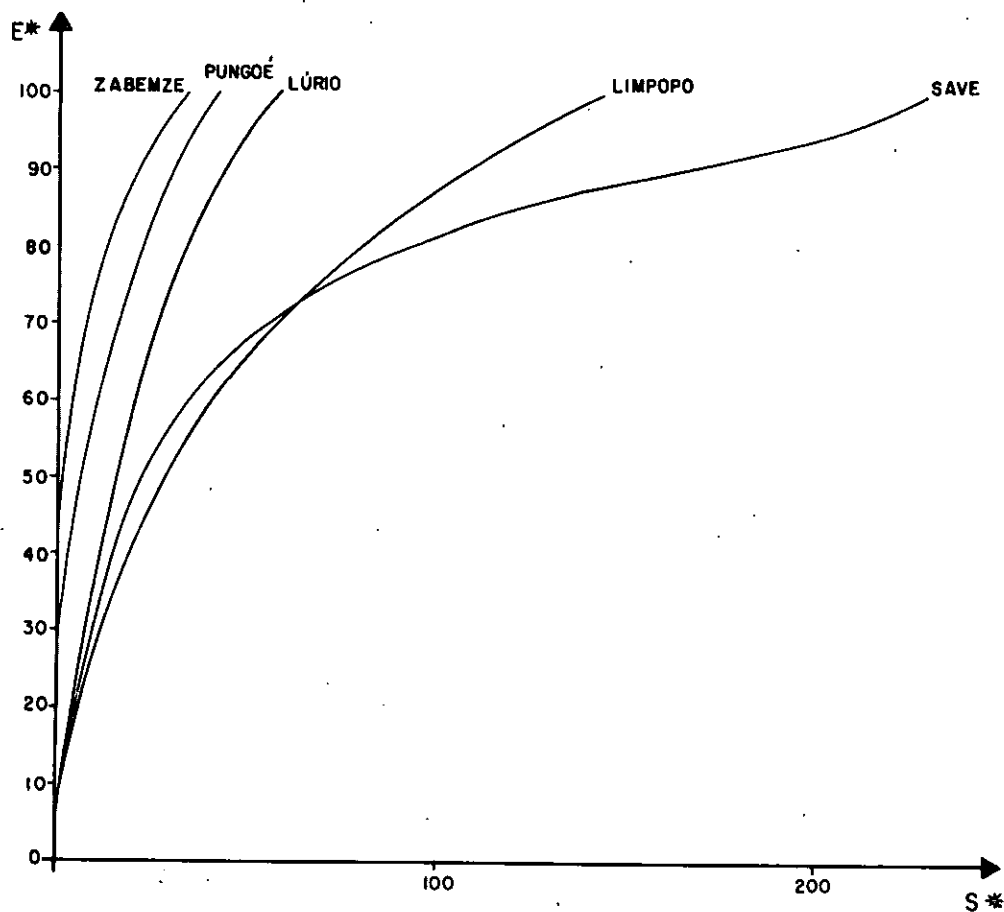



Fig. A.17 — Curvas de capacidade-escoamento com uma fiabilidade de 75% para vários rios de Moçambique

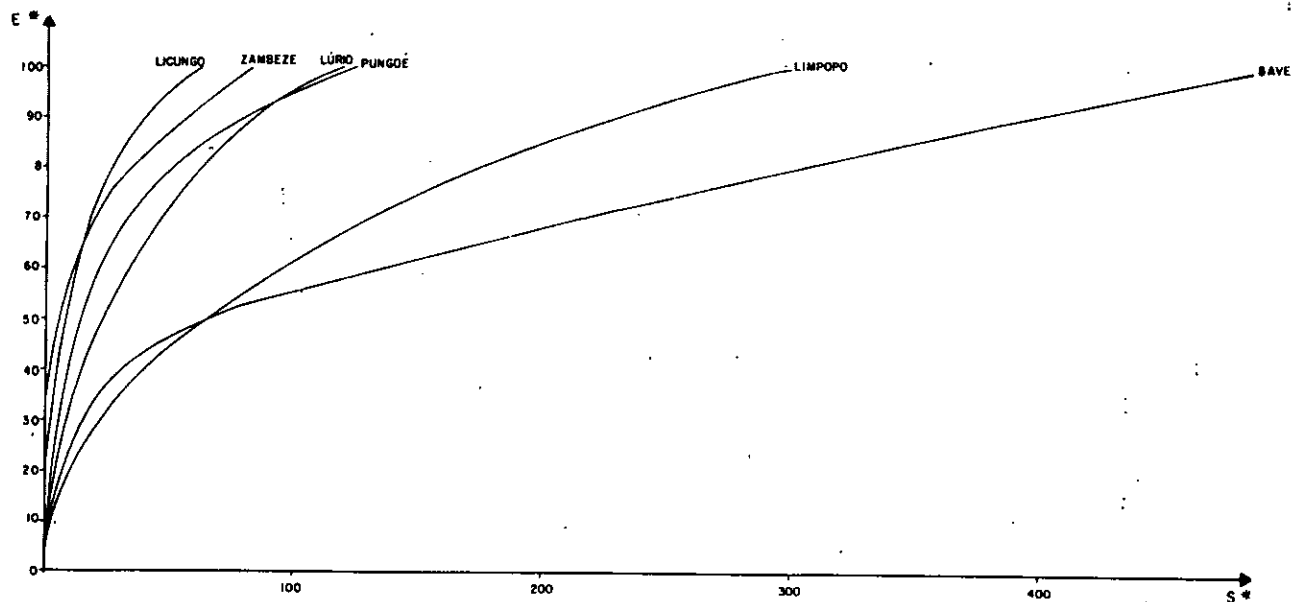



Fig. A.18 — Curvas de capacidade-escoamento com uma fiabilidade de 90% para vários rios de Moçambique

um comprimento de coroamento de 4 600 m e está fundada sobre uma camada aluvionar com cerca de 40 m de espessura no vale principal, exigindo trabalhos de vibroflotação e um tapete impermeabilizante a montante. Situações similares verificam-se nos projectos das barragens da Corumana, Pequenos Libombos, Moamba-Major e Bué-Maria, como se sintetiza no quadro A.12.

Outro factor que dificulta o projecto destas obras hidráulicas é a carência de dados respeitantes ao transporte sólido. As medições de caudal sólido nunca foram realizadas

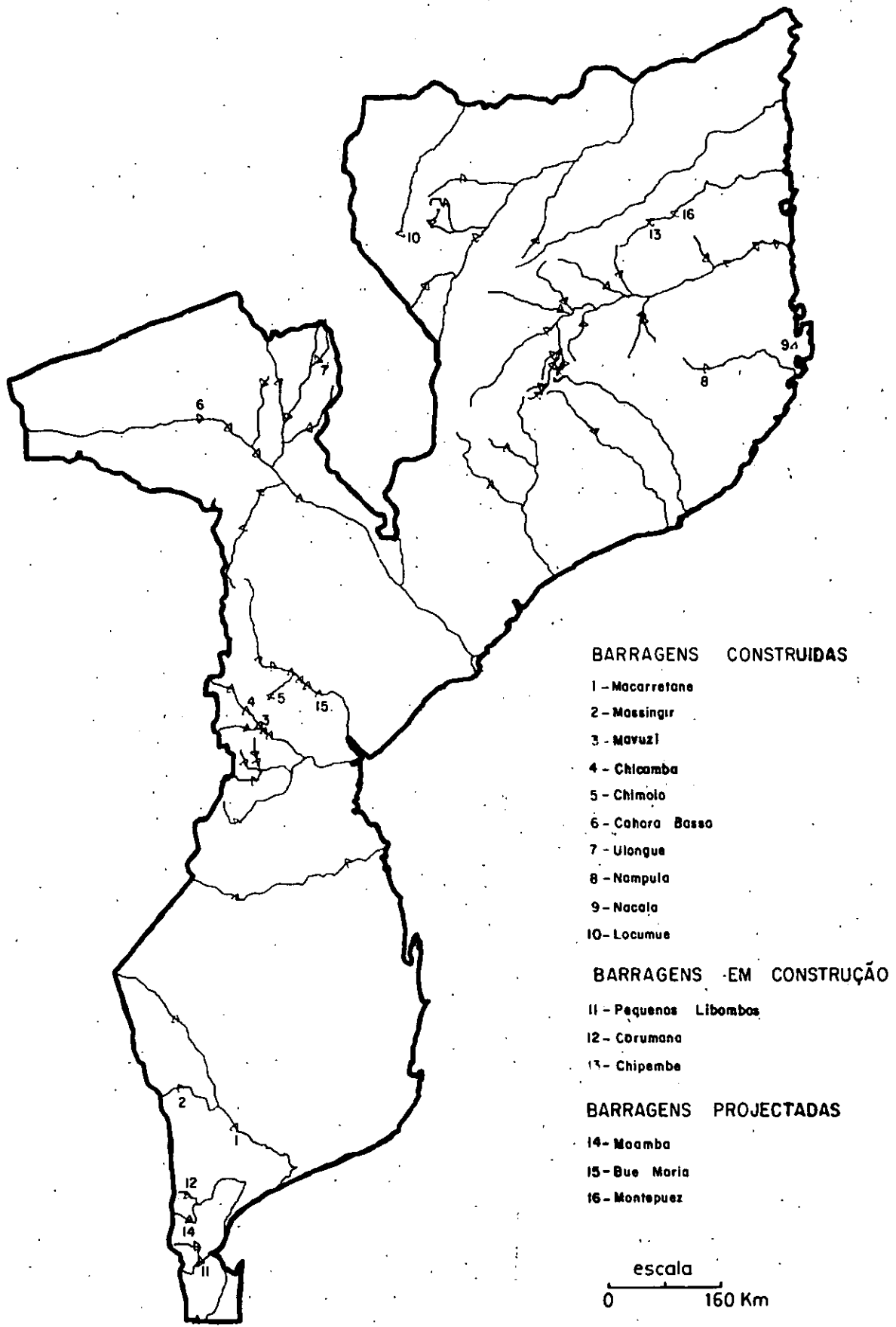



Fig. A.19 — Localização das principais albufeiras existentes ou previstas em Moçambique

QUADRO A.12
Elementos sobre as mais importantes barragens de terra Moçambicanas, construídas ou em fase de projecto

Barragem	Capacidade (hm³)	Altura (m)	Coroamento (m)	Espessura da camada aluvionar (m)	Tratamento da fundação e processo de impermeabilização
Massingir	2840	48	4630	20	Vibroflotação, tapete
Corumana	1190	44	3050	20-30	Parede moldada
P.Libombos	420	36	1620	20-30	Cortina de injecções
Moamba-Major	1350	40	6500	25	Parede moldada
Bué-Maria	1000	51	1300	20-30	

com regularidade, e apenas em relação ao Zambeze existem elementos aproveitáveis. Tem sido feita até ao presente uma utilização abusiva de fórmulas empíricas cuja validade em rios moçambicanos ainda não foi aferida. Também se tem utilizado a alternativa de utilizar dados colhidos na África do Sul, para os rios internacionais; no entanto, é preciso notar que os rios internacionais têm, por vezes, na parte moçambicana características gemorfológicas bastante distintas das que ocorrem nas regiões a montante, como acontece, por exemplo, com o Incomáti e com o Save.

No entanto, apesar destas dificuldades, a construção de barragens para criar importantes albufeiras de armazenamento é uma necessidade imperiosa para aproveitar o potencial de desenvolvimento que os recursos hídricos constituem no sentido de satisfazer as necessidades sociais básicas, como o abastecimento de água urbano e a protecção contra cheias, e os consumos (em água e energia hidroeléctrica) exigidos pelo desenvolvimento da agricultura e da indústria.

A.5 — REFERÊNCIAS

Este anexo foi elaborado tendo por principais fontes de informações MERTENS e LOUREIRO 1971, GONÇALVES 1974, ARAÚJO 1975, ATAÍDE *et al.* 1977 e elementos colhidos directamente nos arquivos da Direcção Nacional de Águas em Maputo.

ARAÚJO, M. 1975 — *Noções Elementares de Geografia de Moçambique* — Publicações Notícias, Maputo, 1975.

ATAÍDE, C., J. MONTEZ, e UZUNOV 1977 — *Plano Geral de Aproveitamento dos Recursos Hidráulicos* 1977-2000 — Direcção dos Serviços Hidráulicos, Maputo, 1977

CUNHA, L. V., A. GONÇALVES, V. FIGUEIREDO e M. L. CORREIA 1980 — *A Gestão da Água* — Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1980

GONÇALVES, C. 1974 — *Balanço Hídrico e Caracterização Climática do Estado de Moçambique* — in *Colectânea de Estudos Hidrológicos,* Ministério da Coordenação Interterritorial, Lisboa, 1974.

MERTENS, E. e J. LOUREIRO 1971 — *Potencial Energético dos Rios de Moçambique* — 3.as Jornadas Luso Brasileiras de Engenharia Civil, Lourenço Marques, 1971

TODD, D. K. 1970 — *The Encyclopaedia of Water* — Water Information Center, Port Washington, 1970

ANEXO B

CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA DO RIO MALEMA

ÍNDICES

Texto

Figuras

Quadros

ANEXO B

CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA DO RIO MALEMA

B.1 — DESCRIÇÃO GERAL DA REGIÃO

A bacia hidrográfica do rio Malema ocupa uma área aproximada de 2600 km² na região centro-norte de Moçambique, desenvolvendo-se longitudinalmente no sentido sul-norte entre os paralelos 14° 28'S e 15° 28'S e entre os meridianos 36° 57'E e 37° 35'E. O limite sul da bacia situa-se na zona da nascente do rio e o limite norte corresponde à confluência com o rio Lúrio, de que é o principal afluente. A bacia do rio Malema encontra-se contida quase totalmente nos distritos de Malema (Província de Nampula) e Gurué (Província de Zambézia), com uma pequena área pertencente ao distrito de Alto Molucué (Zambézia).

A figura B.1 apresenta a localização da bacia do rio Malema em Moçambique.

B.2 — HIDROLOGIA, RELEVO, CLIMA, SOLOS

B.2.1 — O rio Malema nasce no Monte Merrece e tem um curso de cerca de 175 km² até à confluência com o rio Lúrio. O rio tem uma orientação inicial SW-NE que, no último terço, se torna S-N.

Os seus principais afluentes são, por ordem de confluência de montante para jusante:

a) O rio Namparro na margem esquerda, que tem um comprimento de cerca de 50 km, nasce nas montanhas Namuli, tem orientação SW-NE, e drena uma bacia com cerca de 250 km².

b) O rio Mutivasse, na margem direita, que tem um comprimento de cerca de 25 km, orientação S-N, com uma bacia de 75 km².

c) O rio Nataleia, na margem direita, que tem um comprimento de cerca de 55 km, orientação geral S-N, com uma bacia drenada de cerca de 430 km².

d) O rio Lalace, na margem esquerda, que tem um comprimento de cerca de 70 km, orientação SW-NE, com uma bacia drenada de cerca de 405 km².

Na figura B.2 está representada a rede hidrográfica da bacia do rio Malema. A figura B.3 representa os perfis do Malema e dos seus principais afluentes. A figura B.4 representa as respectivas curvas hidrodinâmicas.

Resumem-se em seguida algumas características físicas da bacia:

Altitude média = 810 m
Altura média = 340 m
Perímetro da bacia = 342 km
Índice de compacidade = 0.53
Pendente média = 3.3‰.

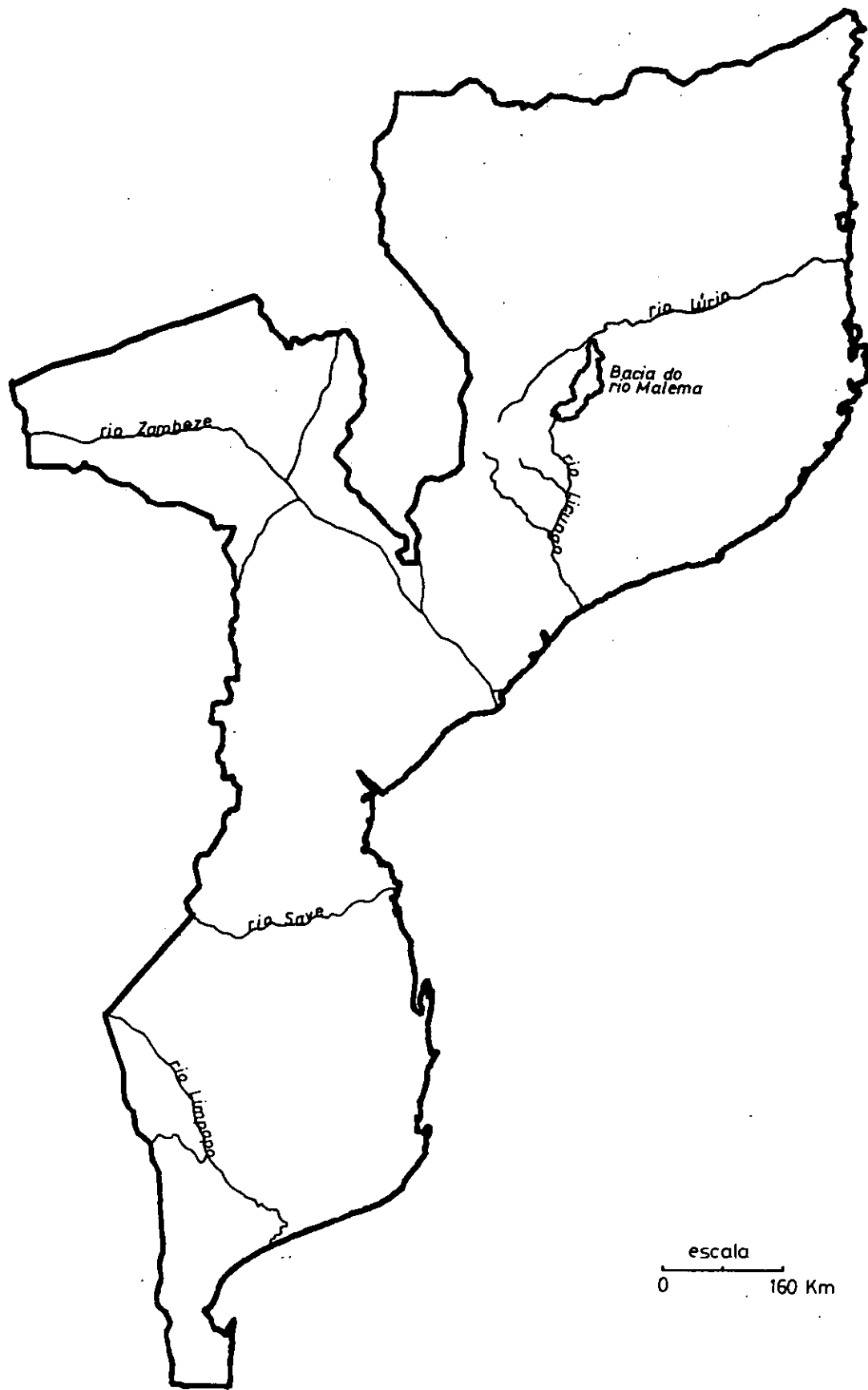



Fig. B.1 — Localização da bacia do rio Malema em Moçambique

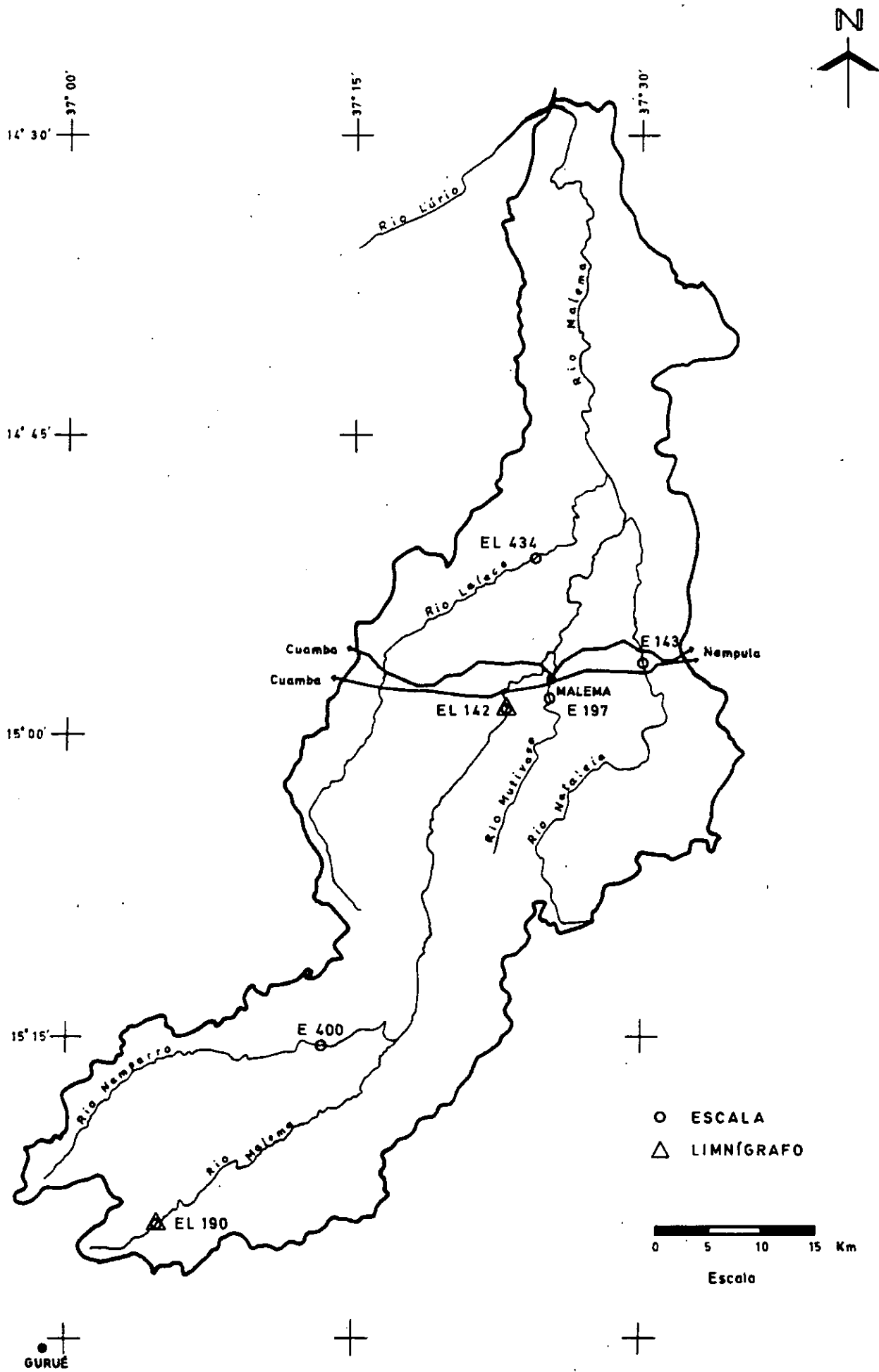



Fig. B.2 — Rede hidrográfica da bacia do rio Malema

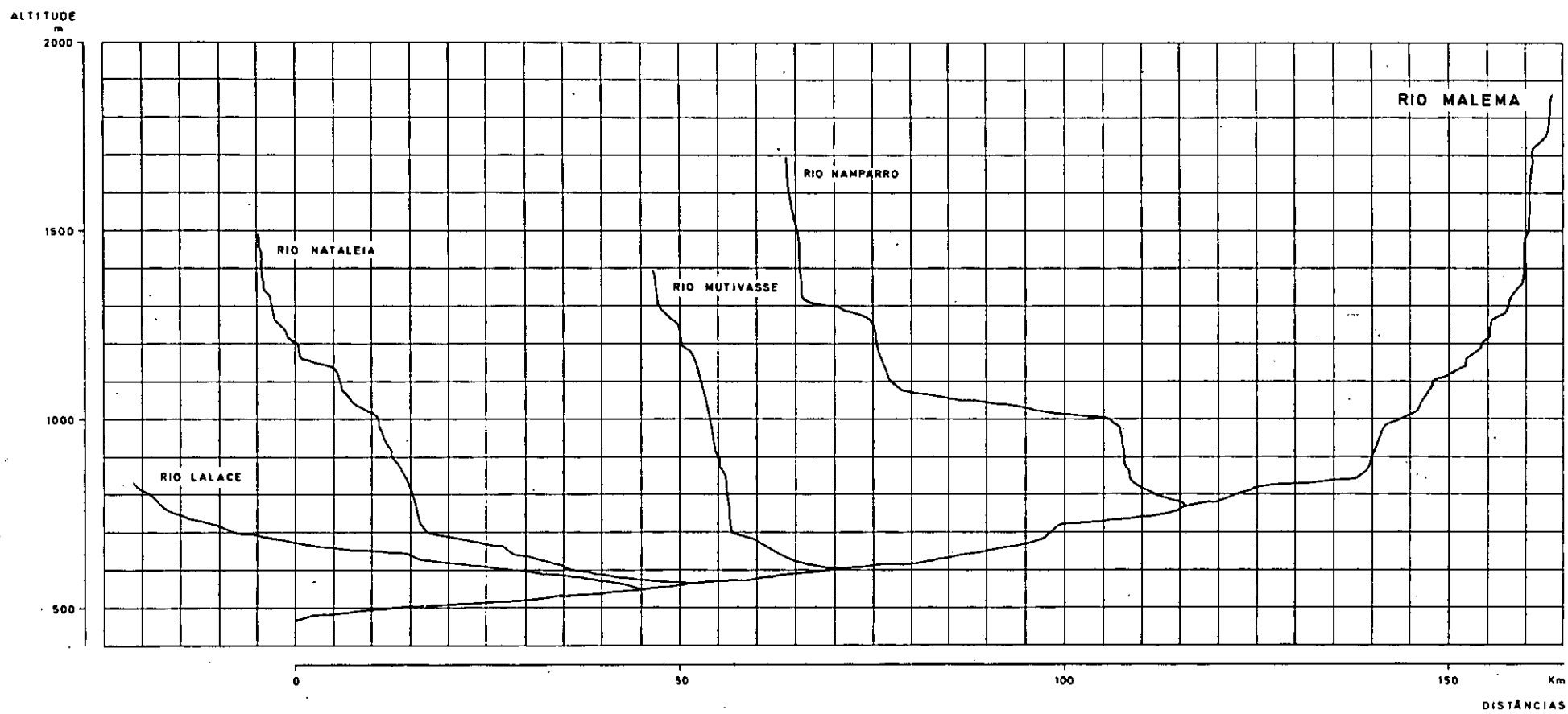



Fig. B.3 — Perfis do rio Malema e afluentes

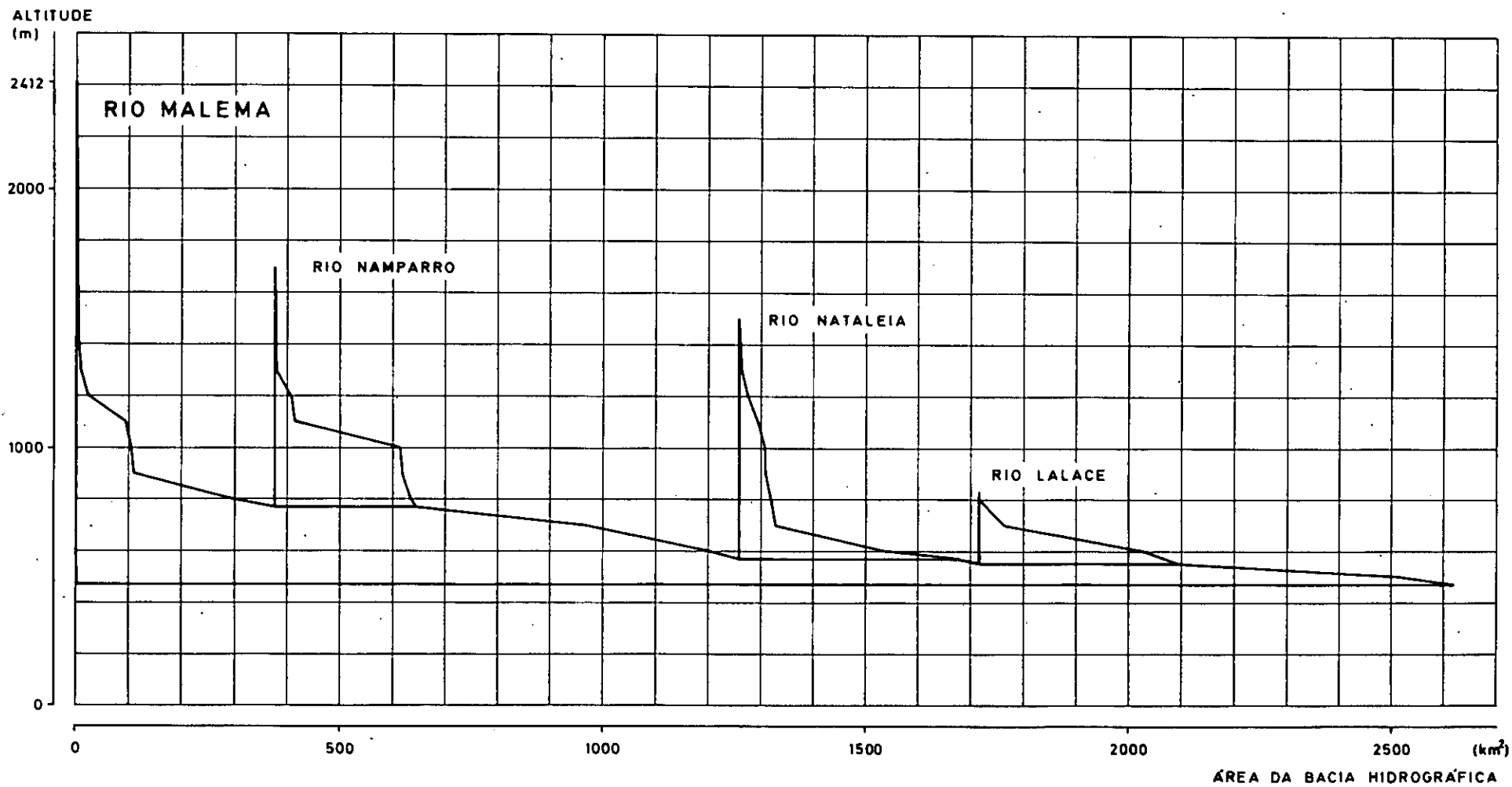



Fig. B.4 — Curvas hidrodinâmicas

B.2.2 — Mais de 70% da área da bacia do rio Malema integra-se numa região mesoplanáltica com cotas entre 500 m e 1000 m tendo a sua maior representação numa vasta peneplanície com pequenos declives, inferiores a 8%, e micro-relevo pouco acentuado, embora por vezes interrompida por formações rochosas de maior altitude.

A região planáltica baixa apenas surge junto ao rio Lúrio e representa pouco mais de 1% de área da bacia. A área restante, mais de 25%, constitui a zona da bacia a montante da confluência entre o Malema e o Namparro: é bastante acidentada, integra-se na região altiplanáltica, com cotas entre 1000 m e 1500 m, chegando a adquirir características nitidamente montanhosas nas cabeceiras do Namparro e do Malema (Monte Merrece - 1740 m, Montes Namuli - 2400 m).

A figura B.5 apresenta a carta hipsométrica da bacia do Malema e a figura B.6 a respectiva curva hipsométrica.

B.2.3 — O clima na bacia foi caracterizado a partir dos elementos dos postos climatológicos de Malema e Gurué. O posto do Malema é representativo do clima de grande parte da bacia enquanto que o Gurué caracteriza as regiões mais montanhosas, com as cabeceiras dos rios Malema, Namparro e Nataleia. Os quadros B.1 apresentam os valores médios mensais e anuais de temperatura, precipitação e humidade relativa nos dois postos.

Em relação aos valores médios anuais dos principais elementos climáticos do posto de Malema, pode duma maneira geral caracterizar-se o clima da região como sendo:

— quente ($T > 20°$ C)
— moderadamente chuvoso (500 mm $< P <$ 1000 mm)
— oceânico (amplitude da temperatura anual $< 10°$ C)
— seco (humidade relativa média anual entre 55% e 75%)

QUADRO B.1

Valores Climáticos Médios do Posto Climatológico P783 (Malema)

	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Ano
Temperatura (°C)	24.7	24.6	23.2	23.9	23.9	23.7	22.9	21.4	19.8	19.8	21.0	22.1	22.6
Precipitação (mm)	2.4	52.6	161.2	239.8	209.5	206.4	44.8	2.5	3.0	1.2	1.4	1.7	926.5
Humidade Relativa (%)	60	64	70	76	76	72	69	68	65	62	62	59	66

QUADRO B.2

Valores Climáticos Médios do Posto Climatológico P154 (Gurué)

	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Ano
Temperatura (°C)	24.2	24.7	24.1	23.7	23.9	23.1	21.8	19.6	18.0	17.2	18.8	21.6	21.7
Precipitação (mm)	61.0	224.1	332.7	366.9	271.8	311.8	176.9	68.4	40.5	65.3	43.4	28.4	1991.2
Humidade Relativa (%)	55	64	74	77	78	80	81	77	77	76	70	60	72

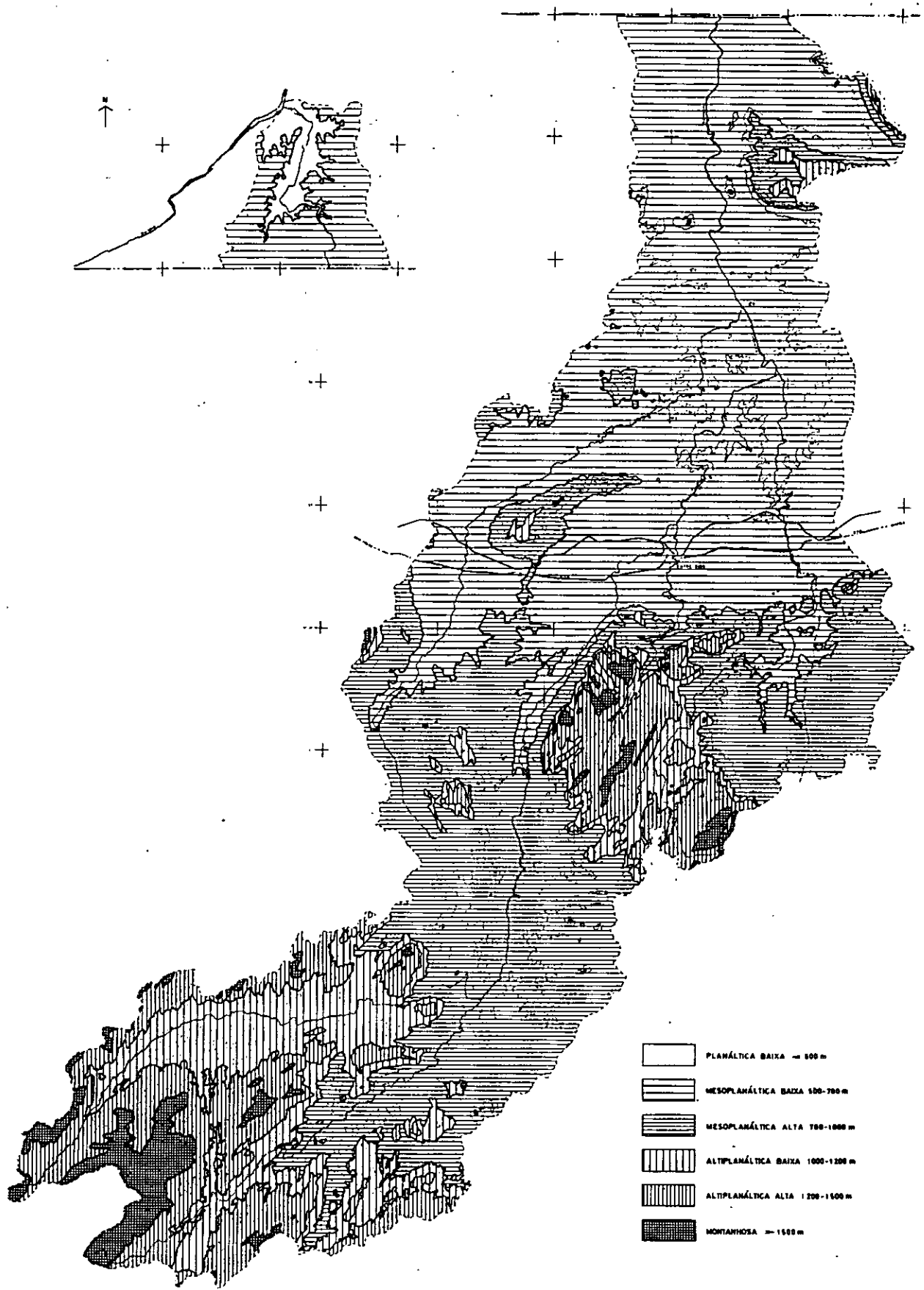



Fig. B.5 — Carta hipsométrica

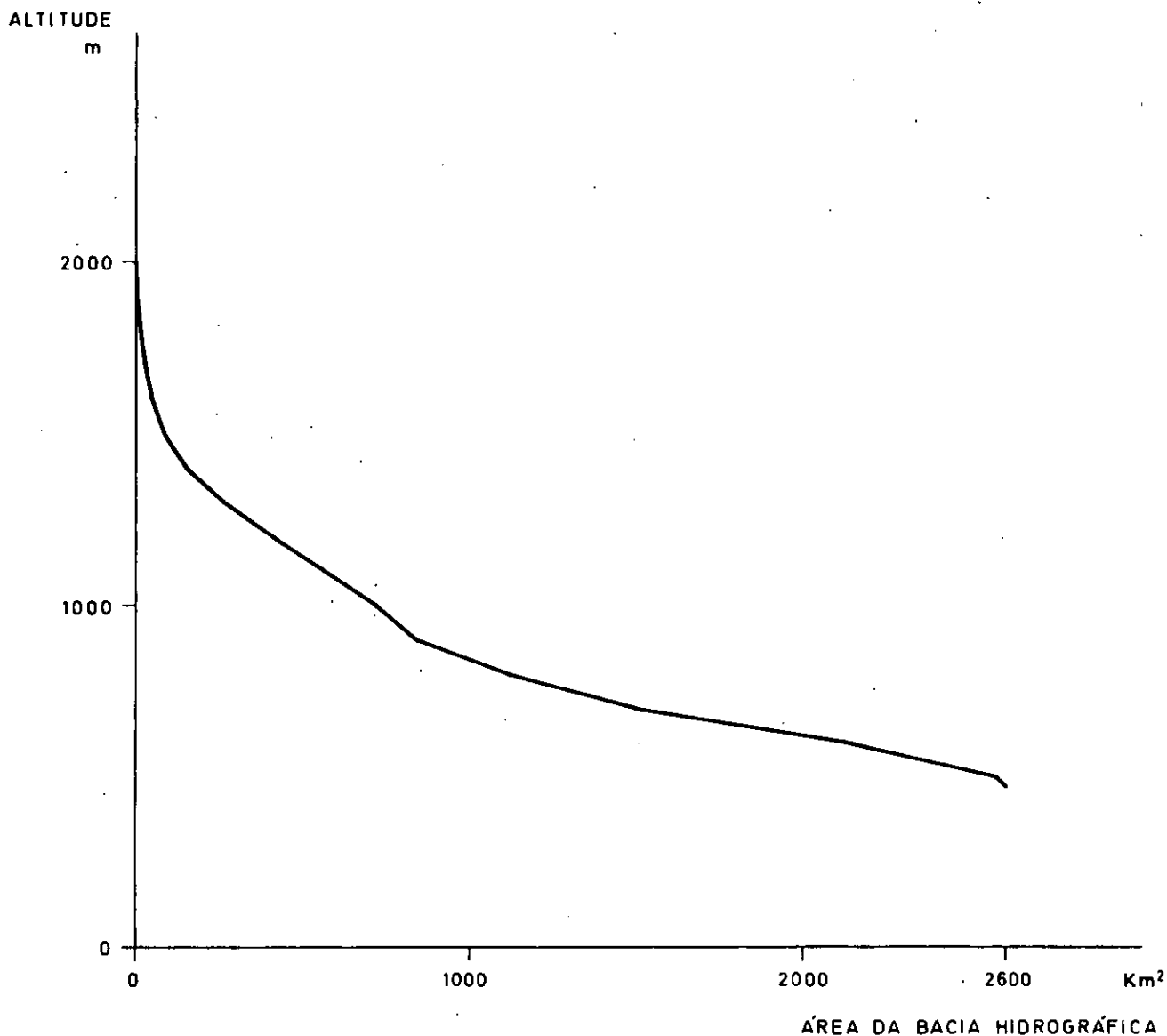



Fig. B.6 — Curva hipsométrica

Pela classificação de Köppen, o clima da região é do tipo AW (tropical chuvoso de savana), caracterizado por:

— temperatura média do ar no mês mais frio superior a 18° C
— estação seca no inverno
— precipitação média anual, em mm, superior a 20 (T + 14) sendo T a temperatura média anual em C°
— precipitação do mês menos chuvoso inferior a 60 mm

Para utilizar a classificação racional de Thorntwaite, foram determinados para os dois postos climatológicos de Malema e Gurué os índices de aridez, de humidade, hídrico e de eficácia térmica na época quente, alem de evapotranspiração potencial, tendo sido obtidos os valores que se apresentam no quadro *B*.3.

Pela classificação racional de Thorntwaite, os climas nos dois postos estudados seriam:

— Malema: $C_2\ B'_4\ W_2\ a'$ — sub-húmido, mesotérmico, com grande défice de água na época fria, baixa concentração térmica na época quente.
— Gurué: $B_4\ B'_4\ ra'$ — muito húmido, mesotérmico, com défice nulo ou pequeno de água no ano, baixa concentração térmica na época quente.

QUADRO B.3
Índices Climatológicos para os Postos P783 (Malema) e P154 (Gurué)

Posto Climatológico	Evapotranspiração Potencial (mm)	Índice de Aridez (%)	Índice de Humidade (%)	Indice Hídrico (%)	Índice de Eficiência Térmica (%)
Malema	1114	43	26	0	31
Gurué	1056	2	91	90	34

B.2.4 — Dos cerca de 260 mil hectares que constituem a bacia do rio Malema, os estudos de inventariação mostraram que cerca de 144 mil hectares não são susceptíveis de aproveitamento agrícola: aproximadamente 82 mil hectares correspondem a zonas montanhosas, declivosas, rochosas e a "inselbergs", dos quais 65 mil hectares podem ser utilizados para exploração silvícola; os restantes 62 mil hectares correspondem a zonas mais ou menos planas e/ou onduladas que, não sendo susceptíveis de aproveitamento agrícola, se afiguram aptas para a exploração pecuária.

Dos 116 mil hectares considerados aptos para aproveitamento agrícola, apenas cerca de 36 mil hectares se consideram aptos para regadio.

As áreas de regadio foram determinadas atendendo a:

— características dos solos
— declives dos terrenos
— défice de água para a produção agrícola
— existência de manchas irrigáveis suficientemente extensas.

de acordo com a metodologia proposta pela FAO (FAO 1976).

As áreas de regadio inventariadas situam-se na quase totalidade para jusante da vila de Malema,exceptuando-se algumas manchas próximas das cabeceiras dos rios Nataleia e Lalace. Tratando-se duma zona com menores precipitações e maiores evaporações e com grande défice de água na época seca, a introdução de irrigação é indispensável para o aproveitamento agrícola. A figura B.7 apresenta as áreas consideradas aptas para regadio.

B.3 — POPULAÇÃO, CENTROS URBANOS, TRANSPORTES, TURISMO

A bacia do rio Malema é uma região com uma densidade populacional superior à média de Moçambique, sobretudo nas proximidades de Gurué. No quadro B.4 apresenta-se a evolução da população na bacia do rio Malema (HP 1973). A densidade populacional é, em 1980, 29 habitantes/km^2.

QUADRO B.4
Evolução da População na Bacia do Rio Malema

Ano	1940	1950	1960	1970	1980
População total (hab.)	12800	18800	27200	47900	75000

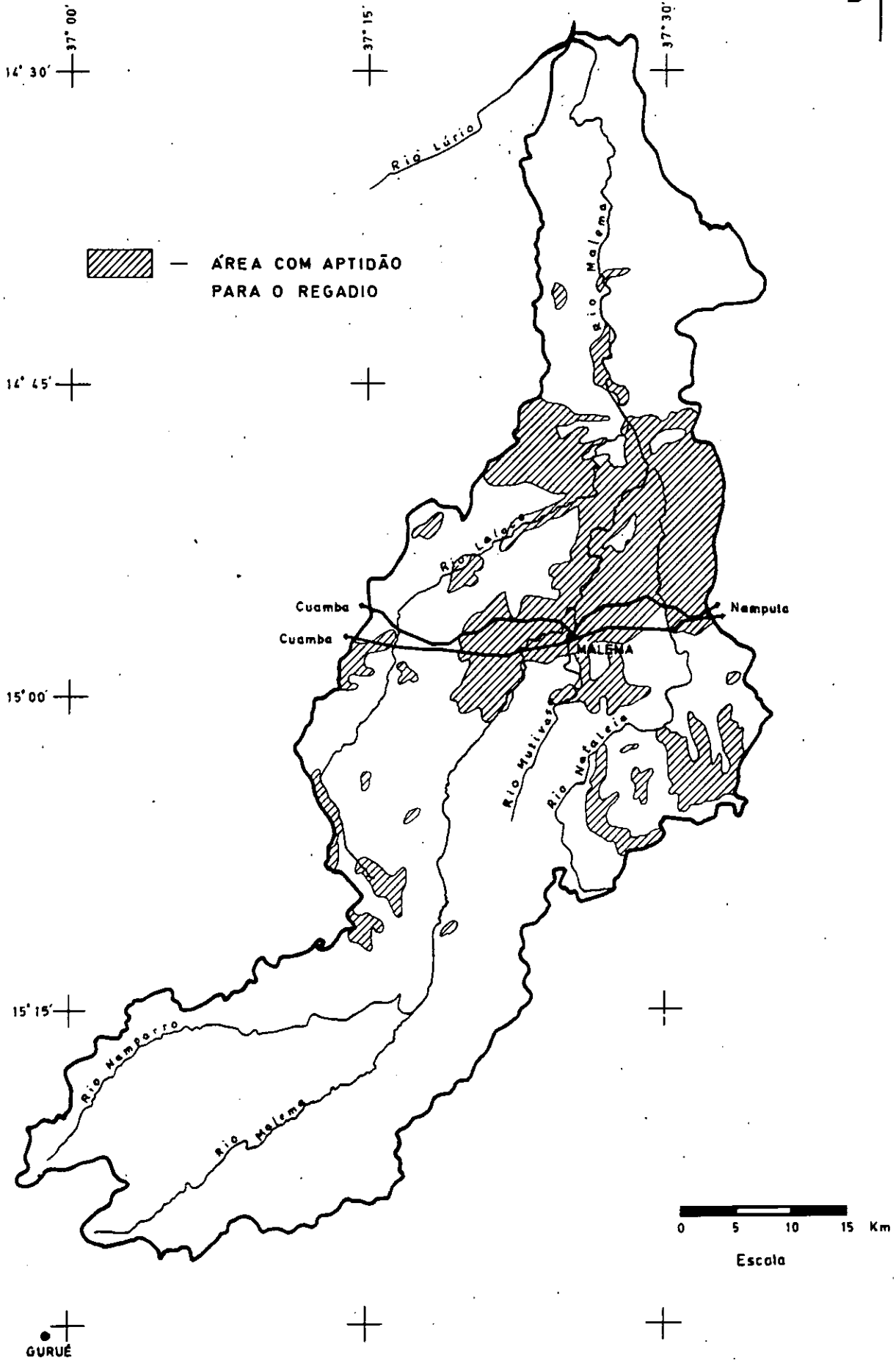



Fig. B.7 — Áreas indicadas para regadio

O crescimento da população é bem expresso pela igualdade $p = p_o (1+t)^n$, tomando p_o como a população em 1940; t (taxa de crescimento anual) = 4.5%; n - número de anos desde o ano de base. A figura B.8 mostra o bom ajustamento da expressão aos dados de que se dispõe.

A taxa de crescimento de 4.5% ao ano é muito elevada e bastante superior ao valor médio de Moçambique, que é de cerca de 3%. É possível que a guerra da libertação a partir da década de 60 tenha modificado o crescimento natural da população. Enquanto que a taxa de crescimento anual médio foi de 3.8% entre 1940 e 1960, ela passa para 5.2% de 1960 a 1980.

Para extrapolar o crescimento a partir de 1980, considerou-se uma taxa mais baixa de 3.5%, conduzindo aos seguintes valores:

1990 — 106 000
2000 — 150 000
2010 — 210 000

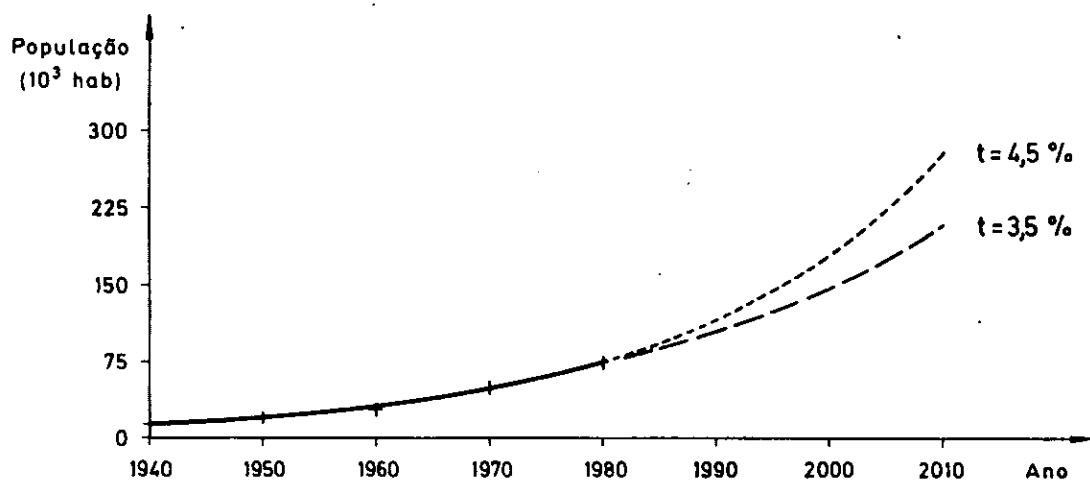



Fig. B.8 — Evolução da população

A localidade mais importante da bacia do rio Malema é a vila de Malema, sede do distrito com o mesmo nome. Embora actualmente muito longe de constituir um centro urbano, ela tem um grande potencial de desenvolvimento, situada como está no centro da bacia e ligada à estrada Nampula - Cuamba - Mandimba (EN8) e à linha de caminho de ferro Nacala - Entre Lagos.

O crescimento da vila de Malema está naturalmente ligado ao desenvolvimento da bacia pois, enquanto tal não acontece, a tendência migratória está a ser polarizada pelas vilas de Gurué e Cuamba.

Relativamente a transportes, a bacia pode ser considerada bem servida nas suas ligações com o exterior graças às já referidas estradas Nampula - Cuamba e linha férrea Nacala - Entre Lagos. As comunicações no interior da bacia são insuficientes, tendo HP 1973 apontado a necessidade duma estrada ao longo da maior dimensão da bacia, acompanhando o rio e permitindo uma ligação directa Gurué-Malema.

A bacia do Malema tem nas nascentes dos rios Malema e Namparro paisagens e clima característicos de altitude, bastante raros em Moçambique. Isso torna a região passível de aproveitamento turístico, sobretudo orientado para o turismo nacional. O gradual desenvolvimento da bacia com a construção de barragens permitirá adicionar ao turismo de montanha as possibilidades de recreio e desportos náuticos nas novas albufeiras.

B.4 — RECURSOS HÍDRICOS

B.4.1 — Águas Superficiais

A bacia do rio Malema compõe-se do rio principal e dos afluentes Namparro, Mutivasse, Nataleia e Lalace, como se referiu em B.2. A disponibilidade dos recursos hídricos superficiais pode ser estudada a partir dos elementos das estações hidrométricas existentes na bacia. O quadro B.5 resume as características dessas estações assim como os valores dos escoamentos médios anuais e coeficientes de variação. Os quadros B.6 a B.11 apresentam os valores dos escoamentos mensais nas referidas estações, tendo-se reconstituído alguns meses em falta utilizando uma regressão simples dos escoamentos dum mês sobre os do mês anterior.

$$Q_{y,m} = \bar{Q}_m + b_{m,m-1}(Q_{y,m-1} - \bar{Q}_{m-1})$$

em que

$Q_{y,m}$ — escoamento do mês m no ano y
Q_m — escoamento médio do mês m
$b_{m,m-1}$ — coeficiente de regressão entre os escoamentos do mês m e os do mês $m-1$.

Incluem-se nesses quadros as estatísticas básicas das séries mensais e anuais.

A figura B.9 representa gráficamente os escoamentos observados nas seis estações hidrométricas do Malema.

Considerando-se o escoamento resultante das estações 142 (Malema + Namparro), 143 (Nataleia), 197 (Mutivasse) e 434 (Lalace), obtém-se o valor total de cerca de 1050 hm^3, ou seja:

— cerca de 400 mm de escoamento superficial.
— considerando a população actual de 75 mil habitantes, uma capitação de 38 m^3 /dia/hab. o que, não se aproximando da abundância, indica não haver problemas de escassez de água e que ela constitui um importante recurso para o desenvolvimento.

O rio Malema e os seus afluentes têm regime torrencial, com 77% a 95% do escoamento anual concentrado no semestre húmido, de Dezembro a Maio. O quadro B.12 apresenta para cada estação as percentagens do escoamento anual que ocorrem no semestre húmido e respectivos coeficientes de variação.

QUADRO B.5
Estações Hidrométricas da Bacia do Rio Malema

Estação	Rio	Área Drenada (km^2)	Ano de Início de Funcionamento	Tamanho da Série Disponível (anos)	Escoamento Médio Anual (hm^3)	Coeficiente de Variação
EL142	Malema	1000	1956-57	25	772	0.33
E143	Nataleia	280	1959-60	22	147	0.70
EL190	Malema	90	1964-65	17	165	0.24
E197	Mutivasse	65	1959-60	22	43	0.38
E400	Namparro	190	1970-71	11	164	0.37
EL434	Lalace	350	1973-74	3	85	-

QUADRO B.6

Estação EL142: Série observada

N. DE ANOS = 25

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1956-57	11.8	26.5	62.0	114.9	187.0	180.4	170.3	100.8	66.6	43.3	21.7	12.9	998.2
1957-58	8.1	4.5	67.6	154.0	212.0	129.0	57.1	27.8	45.3	30.1	33.6	16.2	785.3
1958-59	18.4	36.6	72.7	111.0	209.0	170.0	94.2	62.9	36.0	25.3	27.4	14.6	878.1
1959-60	9.4	8.0	15.6	43.3	54.1	138.0	53.6	31.4	20.2	40.3	19.9	11.9	445.7
1960-61	6.7	6.4	17.4	83.7	121.0	281.0	208.0	79.0	29.1	46.9	37.6	20.2	937.0
1961-62	13.8	51.2	64.0	202.0	162.0	174.0	165.0	111.0	55.2	38.9	25.0	9.8	1071.9
1962-63	6.5	17.5	70.5	154.0	209.0	275.0	134.0	83.5	32.8	22.8	11.2	7.4	1024.2
1963-64	5.5	19.7	67.2	104.0	129.0	64.3	32.9	31.4	20.0	32.7	16.9	8.4	532.0
1964-65	4.8	13.2	26.7	188.0	176.0	304.0	187.0	75.3	42.5	24.7	16.5	14.5	1073.2
1965-66	17.0	13.6	77.0	118.0	154.0	143.0	78.9	56.6	33.9	25.1	16.0	8.2	741.3
1966-67	5.8	13.6	35.2	54.7	45.8	220.0	165.0	81.0	34.9	48.2	38.0	25.0	767.2
1967-68	15.8	22.1	55.4	65.3	110.0	242.0	133.0	47.4	28.9	22.5	15.3	10.7	768.4
1968-69	9.5	33.3	86.9	125.0	127.0	117.0	176.0	57.5	33.8	32.6	19.4	14.8	832.8
1969-70	9.0	14.4	56.8	122.0	129.0	55.8	43.8	26.9	19.2	16.8	11.1	6.6	511.4
1970-71	8.9	14.2	118.0	259.0	158.0	133.0	67.1	43.9	23.0	14.9	15.3	10.4	865.7
1971-72	9.4	14.3	38.6	83.0	52.6	80.1	57.2	33.5	23.8	32.7	21.9	9.5	456.6
1972-73	5.3	10.0	41.9	53.4	46.1	57.0	117.0	34.6	24.5	28.2	17.5	12.1	447.6
1973-74	6.7	8.5	70.9	106.0	271.0	304.0	257.0	160.0	61.6	52.8	29.5	22.0	1350.0
1974-75	16.1	12.1	45.9	46.0	58.1	74.0	100.0	42.3	28.2	24.6	15.3	10.1	472.7
1975-76	14.2	11.0	64.6	80.9	180.0	295.0	276.0	88.8	61.4	38.2	28.3	15.3	1153.7
1976-77	20.0	12.6	30.1	129.0	76.4	97.6	61.3	23.6	15.6	15.9	12.3	9.2	503.6
1977-78	7.5	13.3	20.9	94.5	139.0	214.0	153.0	58.6	43.2	32.9	16.7	11.7	805.3
1978-79	13.2	18.7	98.6	52.3	110.0	191.0	100.0	48.9	43.4	39.3	20.1	17.9	753.4
1979-80	10.5	26.4	55.2	48.0	76.0	84.9	146.0	46.8	37.3	30.6	20.3	11.6	593.6
1980-81	11.9	7.1	67.1	73.8	65.9	122.0	55.4	35.2	31.4	23.2	22.5	18.2	533.7
MEDIAS	10.6	17.2	57.1	106.6	130.3	165.8	123.6	59.5	35.7	31.3	21.2	13.2	772.1
D. PADRAO	4.4	10.7	25.2	53.6	61.7	82.0	66.5	32.1	14.0	10.2	7.6	4.7	251.3
ASSIMETRIAS	0.58	1.69	0.27	1.15	0.32	0.39	0.64	1.45	0.78	0.34	0.90	0.89	0.40
CORRELACOES	0.66	0.32	0.30	0.41	0.56	0.55	0.76	0.81	0.78	0.57	0.72	0.81	-0.42

QUADRO B.7

Estação E143: Série observada

N. DE ANOS = 22

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET.	ANUAL
1959-60	1.3	0.3	2.2	2.3	3.7	14.2	6.3	3.7	2.0	2.1	1.1	0.6	39.8
1960-61	0.3	0.1	1.3	9.5	12.6	49.3	24.7	13.4	6.9	5.2	3.9	2.0	129.2
1961-62	1.3	3.3	3.7	24.6	18.2	27.6	23.7	13.9	8.4	6.3	4.1	2.4	137.5
1962-63	1.6	2.3	7.2	37.0	33.3	53.3	20.0	9.4	8.0	5.6	3.8	2.7	184.2
1963-64	1.5	6.1	8.1	25.9	19.0	12.6	6.9	5.0	3.4	3.3	2.1	1.2	95.1
1964-65	0.8	1.2	2.3	21.5	29.7	40.1	23.6	9.1	6.7	4.7	3.0	2.4	145.1
1965-66	1.8	1.2	10.9	18.2	19.3	22.7	9.7	6.0	3.8	3.8	3.1	1.6	102.1
1966-67	0.6	3.7	3.0	8.6	5.7	24.4	16.0	7.8	4.5	4.2	2.6	1.4	82.5
1967-68	1.3	4.4	5.3	5.8	16.3	36.8	14.8	6.9	4.7	3.5	2.2	1.4	103.4
1968-69	0.9	3.6	12.3	16.7	19.3	13.4	13.5	6.4	3.8	2.8	2.0	1.9	96.6
1969-70	0.9	0.7	7.8	25.3	34.0	11.5	7.3	4.4	2.9	2.3	1.4	0.8	99.3
1970-71	0.6	4.6	20.5	48.1	26.1	26.6	17.6	9.8	6.6	4.5	3.2	2.1	170.3
1971-72	1.2	1.5	0.3	6.2	9.6	9.6	6.5	4.7	2.9	2.3	2.2	2.0	49.0
1972-73	0.1	2.0	13.2	10.9	11.9	21.9	25.3	8.8	4.3	3.4	2.1	1.1	105.0
1973-74	0.8	0.7	3.9	29.6	50.1	61.1	43.4	22.4	9.4	7.7	4.8	3.1	237.0
1974-75	2.7	2.0	5.1	6.9	5.3	6.6	16.0	4.6	3.0	3.0	1.7	1.9	58.8
1975-76	1.3	1.3	13.1	98.4	52.7	119.0	195.0	22.1	8.3	6.5	4.4	2.1	524.2
1976-77	1.8	2.1	21.2	29.8	21.8	21.8	10.2	5.6	3.2	2.2	1.8	1.4	122.9
1977-78	0.3	2.0	6.2	16.4	89.4	68.8	56.7	20.2	7.3	5.4	3.8	2.7	279.2
1978-79	1.9	2.2	25.8	11.6	25.7	45.5	54.6	9.8	6.9	4.6	3.8	3.4	195.8
1979-80	1.9	18.2	12.4	17.4	14.7	13.0	49.6	11.1	6.4	4.4	3.5	2.3	154.9
1980-81	4.8	1.8	25.5	25.7	19.2	23.2	9.0	5.6	4.6	3.4	2.5	1.6	126.9
MEDIAS	1.4	3.0	9.6	22.6	24.4	32.9	29.6	9.6	5.4	4.1	2.9	1.9	147.2
D. PADRAO	1.0	3.7	7.7	20.3	19.3	26.0	40.1	5.6	2.2	1.5	1.0	0.7	102.3
ASSIMETRIAS	2.05	3.55	0.93	2.66	2.05	1.92	3.64	1.32	0.25	0.60	0.13	0.17	2.59
CORRELACOES	0.59	0.11	0.15	0.30	0.46	0.70	0.85	0.72	0.86	0.96	0.95	0.81	-0.19

QUADRO B.8

Estação EL190: Série observada

N. DE ANOS = 17

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1964-65	4.0	10.2	22.0	32.1	23.8	48.0	26.5	14.7	8.7	5.0	2.9	3.9	201.8
1965-66	5.7	3.9	13.1	13.4	19.5	24.5	15.9	13.4	8.3	5.7	3.7	2.4	129.5
1966-67	1.8	4.4	6.6	7.0	8.6	32.4	29.8	14.4	7.1	15.5	11.9	7.7	147.2
1967-68	4.3	6.7	15.5	15.2	20.6	49.7	24.7	8.4	6.1	4.8	3.3	2.2	161.5
1968-69	1.7	12.2	20.1	15.9	21.5	27.2	34.9	13.9	7.0	9.8	5.1	4.8	174.1
1969-70	1.7	7.7	19.4	35.3	42.2	25.0	23.6	9.5	5.2	6.0	3.3	1.5	180.4
1970-71	3.3	4.2	24.4	48.7	35.6	27.0	15.5	11.1	8.8	4.0	2.4	1.6	186.6
1971-72	1.4	4.8	15.7	20.4	10.8	20.1	18.8	9.6	8.5	13.2	8.6	4.3	136.2
1972-73	3.4	7.1	18.9	15.3	17.0	16.5	28.6	12.8	9.4	11.3	5.6	3.1	149.0
1973-74	1.6	4.6	24.3	20.1	38.3	48.6	48.5	29.4	12.8	13.1	7.0	5.7	254.0
1974-75	2.5	2.2	9.9	10.9	9.3	16.9	26.1	9.9	7.4	6.3	3.5	1.9	106.8
1975-76	3.8	3.4	18.8	17.4	26.4	37.9	42.4	25.9	20.8	12.1	9.7	4.0	222.6
1976-77	5.4	2.8	7.4	14.1	9.5	21.6	15.0	6.8	3.5	4.1	3.0	2.2	95.4
1977-78	1.9	4.6	8.0	27.2	22.2	34.4	30.8	11.4	11.8	9.2	3.5	3.5	168.5
1978-79	5.3	6.7	23.4	16.9	36.0	42.2	22.2	12.0	12.3	12.4	5.3	5.7	200.4
1979-80	2.1	19.4	12.9	10.1	15.5	19.9	31.7	9.2	10.1	10.0	5.0	2.8	148.7
1980-81	3.4	1.5	14.0	10.3	9.8	30.6	18.3	11.7	14.4	7.7	4.7	8.0	134.4
MEDIAS	3.1	6.3	16.1	19.4	21.6	30.7	26.7	13.2	9.5	8.8	5.2	3.8	164.5
D. PADRAO	1.4	4.4	5.9	10.8	11.0	11.1	9.3	5.9	4.0	3.7	2.7	2.0	40.9
ASSIMETRIAS	0.49	1.91	-0.19	1.53	0.56	0.53	0.85	1.98	1.30	0.20	1.36	0.88	0.41
CORRELACOES	0.24	-0.24	0.19	0.54	0.67	0.45	0.39	0.79	0.67	0.44	0.88	0.62	-0.57

QUADRO B.9
Estação E197: Série observada

N. DE ANOS = 22

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1959-60	0.0	0.1	1.2	1.5	2.9	4.6	1.7	0.6	0.3	0.3	0.1	0.3	13.6
1960-61	0.3	0.1	0.2	6.0	5.8	10.8	11.5	3.2	1.5	0.6	0.3	0.4	40.7
1961-62	0.0	0.4	0.8	8.2	8.9	12.2	9.9	4.9	1.4	0.9	0.5	0.2	48.3
1962-63	0.2	0.9	3.9	12.3	16.1	20.6	7.1	3.0	1.3	0.5	0.3	0.2	66.4
1963-64	0.1	1.1	6.9	15.6	11.0	4.1	1.6	0.8	0.4	0.5	0.2	0.1	42.4
1964-65	0.1	0.3	2.2	11.3	10.0	20.0	7.8	3.0	1.4	0.7	0.4	0.2	57.4
1965-66	0.1	0.3	6.9	9.1	12.9	10.9	4.8	2.4	1.1	1.8	1.2	0.8	52.3
1966-67	0.0	1.3	3.0	4.3	1.5	10.8	4.2	1.1	0.5	0.4	0.3	0.3	27.7
1967-68	0.1	1.6	1.9	2.3	8.6	11.4	4.5	1.7	1.2	0.8	0.4	0.3	34.8
1968-69	0.2	0.7	4.5	9.1	6.2	5.4	6.1	1.8	0.9	0.5	0.3	0.3	36.0
1969-70	0.1	0.0	3.9	11.8	9.9	2.7	1.7	0.8	0.4	0.4	0.1	0.1	31.9
1970-71	0.0	0.5	10.0	20.7	7.0	6.6	2.3	0.8	0.7	0.8	0.3	0.1	49.8
1971-72	0.0	0.6	1.4	4.1	5.2	4.6	1.9	0.8	0.5	0.5	0.2	0.2	20.0
1972-73	0.3	1.0	4.9	6.2	3.6	5.8	7.0	1.5	0.7	0.5	0.6	0.3	32.4
1973-74	0.1	0.1	5.8	11.3	19.5	14.9	7.6	4.7	1.9	1.4	0.8	0.4	68.5
1974-75	0.2	0.4	2.4	1.3	2.9	3.3	4.9	1.1	0.3	0.1	0.2	0.1	17.2
1975-76	0.2	0.5	3.6	7.9	13.3	14.4	18.9	3.8	1.9	1.2	0.7	0.4	66.8
1976-77	0.5	0.4	2.1	10.0	5.1	5.6	3.0	1.6	1.0	0.8	0.6	0.6	31.3
1977-78	0.1	0.5	4.0	6.4	15.1	17.1	12.2	3.3	1.5	0.8	0.4	0.3	61.7
1978-79	0.3	0.3	20.6	2.3	15.8	14.0	4.6	1.8	1.0	0.8	0.4	0.2	62.1
1979-80	0.1	2.4	5.6	6.1	11.3	11.6	3.2	2.3	1.0	0.6	0.4	0.4	45.0
1980-81	0.7	0.1	9.7	7.9	8.6	7.3	2.3	1.2	0.5	0.1	0.2	0.2	38.8
MEDIAS	0.2	0.6	4.8	8.0	9.1	9.9	5.9	2.1	1.0	0.7	0.4	0.3	43.0
D. PADRAO	0.2	0.6	4.4	4.8	4.9	5.4	4.3	1.3	0.5	0.4	0.3	0.2	16.4
ASSIMETRIAS	1.70	1.68	2.38	0.80	0.36	0.48	1.54	0.83	0.32	1.17	1.61	1.46	-0.03
CORRELACOES	0.08	-0.22	-0.06	0.14	0.29	0.66	0.58	0.76	0.91	0.68	0.90	0.80	-0.24

QUADRO B.10

Estação E400: Série observada

N. DE ANOS = 11

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1967-68	4.5	6.6	29.2	70.3	29.2	30.1	15.9	12.0	7.8	4.4	3.1	2.4	215.5
1968-69	2.7	3.3	9.4	18.2	11.3	20.1	11.3	7.8	4.7	5.1	3.9	2.9	100.7
1969-70	2.5	3.0	12.9	21.1	16.7	15.4	27.7	9.5	6.2	7.1	4.9	3.1	130.1
1970-71	2.5	3.0	14.3	17.2	61.6	66.9	54.6	25.3	11.7	16.8	7.1	5.3	286.3
1971-72	4.0	3.2	13.5	14.4	14.3	18.5	15.5	8.9	5.9	5.1	3.3	2.2	108.8
1972-73	2.2	2.0	14.1	25.6	37.7	63.4	48.8	18.3	12.3	8.9	6.4	4.2	243.9
1973-74	4.5	4.0	8.1	22.5	17.7	22.5	13.7	7.1	4.6	4.0	3.0	2.2	113.9
1974-75	1.8	2.4	4.0	21.8	29.9	42.8	32.3	14.9	9.0	6.5	4.1	2.9	172.4
1975-76	2.7	3.5	24.6	11.2	21.8	39.3	22.2	10.7	9.0	7.5	4.3	4.0	160.8
1976-77	2.6	5.3	14.0	10.1	13.9	21.9	29.7	10.9	7.4	6.1	4.2	2.8	128.9
1977-78	3.2	2.8	19.7	24.1	18.5	31.4	16.3	9.6	7.7	5.7	4.3	4.1	147.4
MEDIAS	3.0	3.6	14.9	23.3	24.8	33.8	26.2	12.3	7.8	7.0	4.4	3.3	164.4
D. PADRAO	0.9	1.3	7.2	16.4	14.6	17.7	14.4	5.4	2.5	3.5	1.3	1.0	60.2
ASSIMETRIAS	0.74	1.44	0.70	2.74	1.80	1.04	1.07	1.67	0.53	2.42	1.15	0.82	1.00
CORRELACOES	0.78	0.60	0.54	0.54	0.15	0.90	0.84	0.92	0.89	0.74	0.90	0.88	-0.58

QUADRO B.11

Estação EL434: Série observada

N. DE ANOS = 3

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1973-74	0.1	0.5	0.9	11.7	36.3	33.4	15.6	10.6	3.2	2.7	0.9	0.8	116.7
1974-75	0.2	0.8	1.3	1.2	1.7	1.9	1.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7
1975-76	0.1	0.2	0.4	3.1	61.6	25.0	29.1	6.3	2.6	1.0	0.3	0.3	130.0
MEDIAS	0.1	0.5	0.9	5.3	33.2	20.1	15.4	5.7	1.9	1.2	0.4	0.4	85.1
D. PADRAO	0.1	0.3	0.5	5.6	30.1	16.3	13.9	5.2	1.7	1.4	0.5	0.4	66.5
ASSIMETRIAS	1.73	0.00	-0.33	1.51	-0.46	-1.23	-0.08	-0.51	-1.49	0.75	0.94	0.72	-1.65
CORRELACOES	1.00	0.87	1.00	-0.11	0.26	0.77	0.72	0.60	0.97	0.88	1.00	1.00	-1.00

QUADRO B.12

Percentagem do Escoamento Anual que Ocorre no Semestre Húmido

Estação	Rio	% do Escoamento Anual no Semestre Húmido	Coeficiente de Variação
EL142	Malema	82	0.05
E143	Nataleia	85	0.06
E1190	Malema	77	0.08
E197	Mutivasse	92	0.03
E400	Namparro	82	0.05
EL434	Lalace	95	-

B.4.2 — Águas Subterrâneas

As características geológicas da bacia do rio Malema não propiciam o aparecimento de aquíferos importantes. O substrato é de natureza cristalofílica, formado por rochas metamórficas (gneisses e xistos) de muito baixa permeabilidade. As formações de cobertura, resultantes da meteorização das rochas do substrato, são constituídas por alteritos e apenas estão ausentes na região sul da bacia, montanhosa. Os alteritos são constituídos em percentagem elevada por material fino (silte e argila) o que faz com que a sua permeabilidade seja bastante baixa, com grandes perdas por evaporação devido à lenta circulação da água.

Os aluviões têm representação reduzida, aparecendo com algum desenvolvimento na sub-bacia do rio Lalace e na região norte da bacia. Embora com permeabilidade elevada, a sua pequena extensão e o facto de se concentrarem na parte da bacia com menores precipitações e mais intensas evaporações impedem a constituição de reservas aquíferas importantes.

Em resumo: os recursos de águas subterrâneas na bacia do rio Malema são extremamente limitados, podendo apenas suportar pequenos consumos locais.

B.5 — OUTROS RECURSOS NATURAIS

Referiu-se nos pontos anteriores que a água constitui um recurso importante para o desenvolvimento, existindo também um potencial aproveitável para o turismo nacional. Sumarizam-se os resultados obtidos com outros recursos estudados na bacia:

a) Recursos mineiros — não existem em termos significativos;

b) Agricultura — para além de agricultura de regadio, ligada ao desenvolvimento dos recursos hídricos, HP 1973 indica um potencial de cerca de 54 mil hectares para agricultura de sequeiro;

c) Pecuária — o efectivo pecuário na bacia do Malema era, em 1970, cerca de 17 mil cabeças dos quais 50% de gado bovino e 50% de outras espécies (caprinos, ovinos, suinos). Aproveitando cerca de 60 mil hectares de pastagens naturais, assim como o cultivo de forrageiras nas áreas de regadio (sobretudo) e de sequeiro, será possível expandir o efectivo bovino para cerca de 30 mil cabeças.

d) Silvicultura — embora as florestas existentes na bacia do Malema desempenhem um papel importante no equilíbrio ecológico e na protecção contra a erosão, apenas cerca de 25 mil hectares poderão ser aproveitados para a produção de madeira em explorações significativas.

Em conclusão, verifica-se que a bacia do rio Malema não é rica em recursos naturais e que o seu principal potencial de desenvolvimento está ligado ao desenvolvimento dos recursos hídricos.

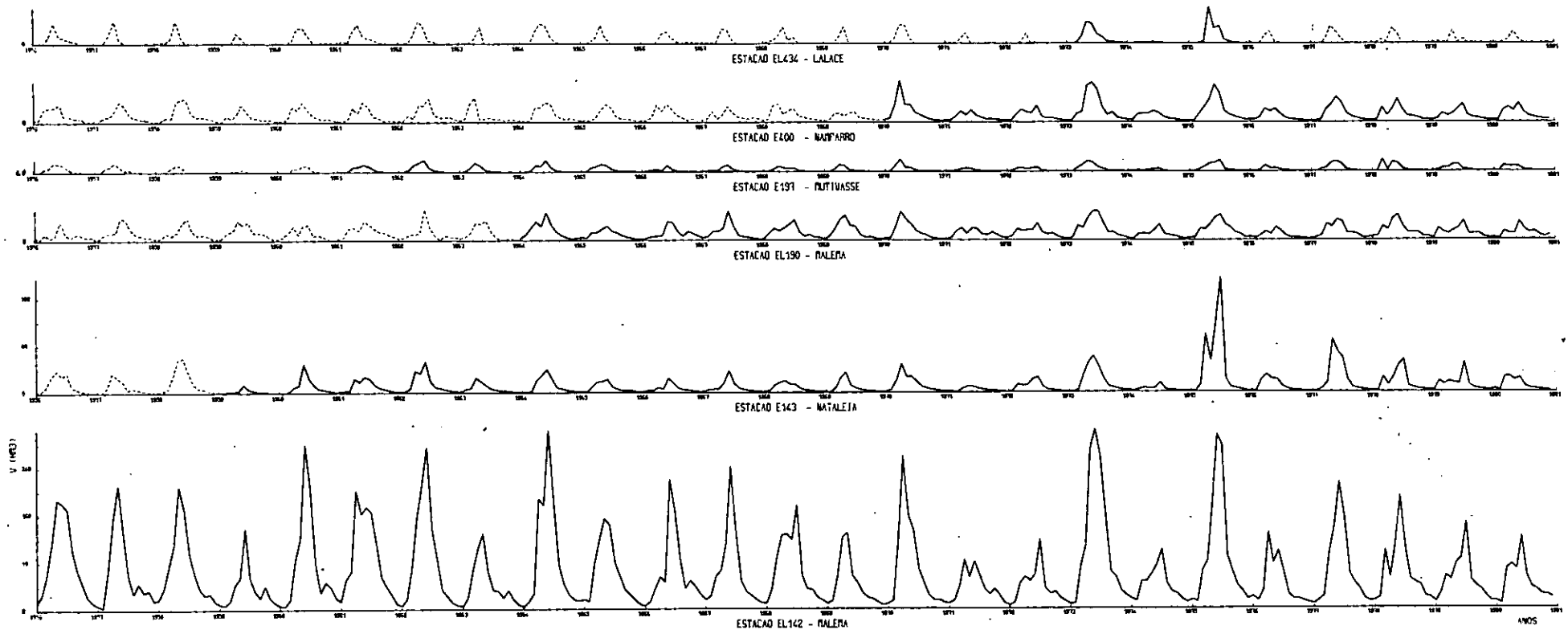



Fig. B.9 — Escoamentos observados e estendidos

B.6 — PRINCIPAIS PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO: REGA E ENERGIA

A disponibilidade de água, conjugada com a existência de bons solos para regadio em zonas de menor precipitação e com grande défice de água na época seca, indica que é possivel basear o crescimento económico da região na introdução de irrigação e correspondente aumento de produção e produtividade agrícolas. Para este efeito, torna-se necessário não apenas a construção das infraestruturas hidráulicas das áreas de regadio, mas também a criação de albufeiras de regularização que permitam garantir os caudais necessários na época seca e amortecer as irregulariedades de ocorrência de chuvas no semestre húmido.

A análise dos perfis longitudinais do rio Malema e seus afluentes e das respectivas curvas hidrodinâmicas (figuras B.3 e B.4) mostra existir um potencial hidroeléctrico passível de aproveitamento, sobretudo nos troços iniciais dos rios Malema e Namparro que dispõem de maiores caudais específicos e quedas naturais.

A figura B.10 ilustra o potencial hidroeléctrico do Malema e dos seus afluentes, através de representação gráfica do escoamento anual médio em função da altitude. Uma comparação entre as curvas $Q=f(h)$ da figura B.10 e as curvas hidrodinâmicas da figura B.4 evidenciam a diferença de regime entre os vários troços do Malema e afluentes. A partir das curvas $Q=f(h)$, obteve-se para valor do potencial fluvial bruto da bacia do Malema o total de cerca de 1400 GWh, com a distribuição que se apresenta no quadro B.13. Este valor é, no entanto, afectado pelas possibilidades quer de se transferir água de outras bacias para a do Malema, quer de derivar águas do Malema para outras bacias.

QUADRO B.13
Potencial Fluvial Bruto do Rio Malema e dos Seus Afluentes

Rio	Malema	Namparro	Nataleia	Mutivasse	Lalace
Potencial Fluvial Bruto (GWh/Ano)	1068	170	92	<54	25

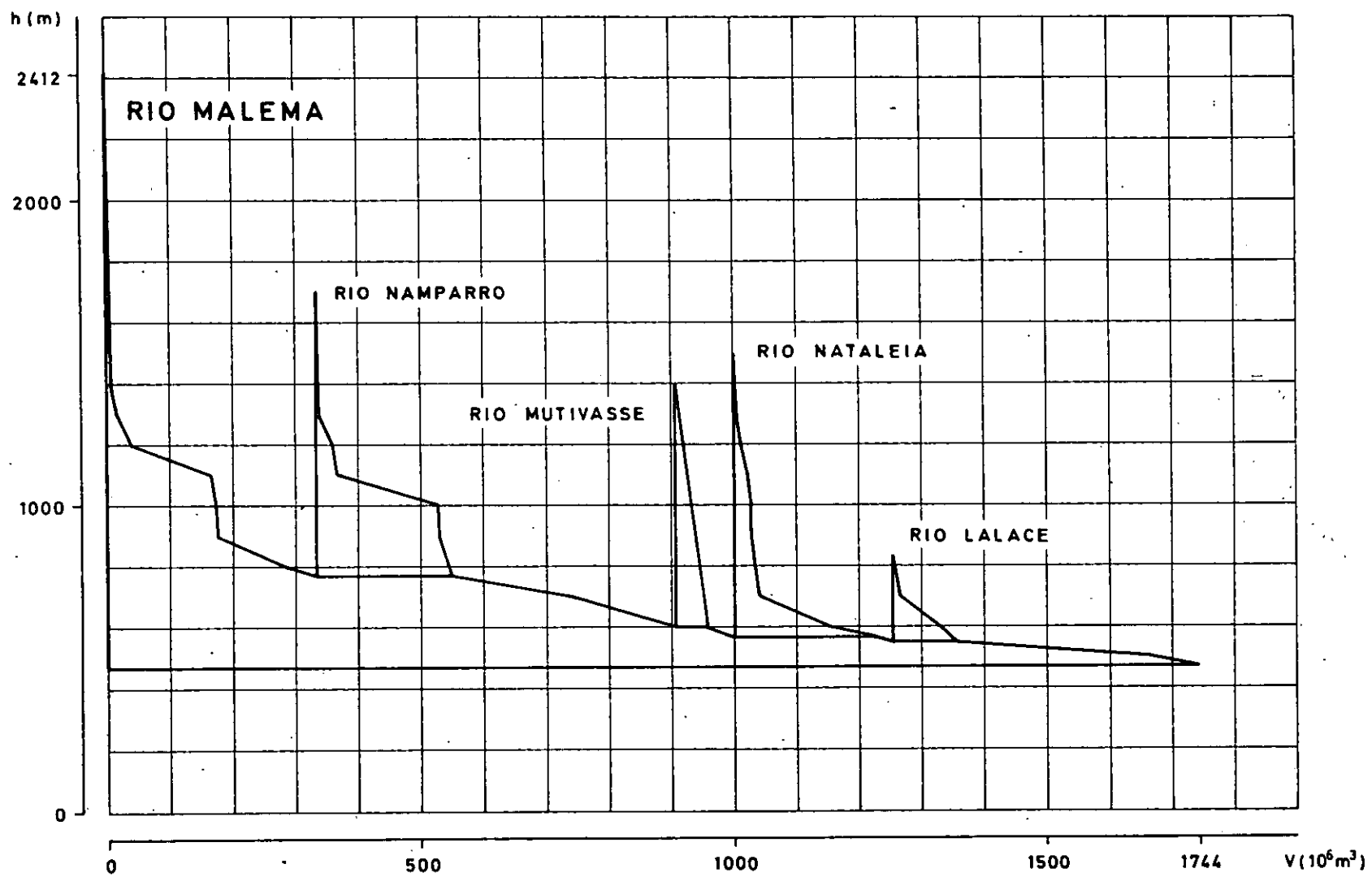
Apenas parte do potencial energético da bacia do Malema poderá ser absorvido na própria bacia. O excedente será utilizado nas regiões vizinhas: Cuamba, Complexo Agro-Industrial do Lioma, Gurué, empresas de chá e, principalmente, Nampula e Nacala.

A construção da linha de alta tensão, Centro-Norte, transportando energia de Cahora-Bassa, irá permitir a constituição duma rede energética regional na qual o sistema produtor do Malema se irá integrar.

No estudo realizado por HP 1973 foram inventariados os locais onde seria possivel construir obras de regularização de escoamentos. Uma primeira análise técnico-económica permitiu eliminar algumas das alternativas por evidentemente inviáveis, mantendo-se as seguintes:

— no rio Malema: aproveitamento M1, M3 e M5
— no rio Namparro: aproveitamento Na3
— no rio Nataleia: aproveitamento Nt2 e Nt4
— no rio Lalace: aproveitamento La2

O aproveitamento M3 não é uma albufeira de regularização: para além de poder produzir energia com uma central a fio de água, aproveitando os escoamentos

Fig. B.10 — Curvas do potencial fluvial bruto

regularizados a montante, tem uma função muito importante que é a de ganhar cota para permitir regar por gravidade extensas áreas nas duas margens do Malema.

O aproveitamento M1 (Alto Malema) pode produzir energia por duas vias alternativas:

— com restituição no próprio Malema, aproveitando uma queda de cerca de 300 m;
— com restituição na bacia do rio Licungo, aproveitando uma queda de 445 m.

A segunda hipótese é claramente superior à primeira do ponto de vista de produção energética, o que levou HP 1973 a adoptá-la. No entanto, no presente estudo, preferiu-se manter as duas hipóteses em aberto, pois a primeira alternativa tem a contrapartida de não retirar da bacia água que pode ser utilizada para irrigação a jusante.

Os quadros B14 a B20 contêm fichas para cada um dos aproveitamentos, indicando:

— a finalidade a que se destina: produção de energia, irrigação ou ambas
— a altura máxima
— a capacidade de armazenamento máxima
— a altura de queda para a central, no caso de esta existir
— as curvas relacionando alturas, volumes armazenados e áreas inundadas.
— a curva relacionando custos e capacidades

Elementos mais pormenorizados sobre estes aproveitamentos podem ser obtidos em HP 1973.

Como se referiu em B.2.4, apenas cerca de 36 mil hectares brutos podem ser aproveitados para regadios. Tornando-se inviável construir infraestruturas hidráulicas para irrigar pequenas manchas isoladas e considerando que 15% da terra será ocupada

QUADRO B.14

Características do Aproveitamento M1 (Malema 1 ou Alto Malema)

1. Tipo: Barragem de Terra
2. Finalidades principais a que se destina:

— Produção de energia hidroeléctrica
— Regularização de escoamentos para permitir rega a jusante

3. Altura máxima: 60 m
4. Capacidade máxima: 212 hm^3
5. Volume morto: 8 hm^3
6. Queda para a central a partir do NmE

a) Central 1, derivação para a bacia do rio Licungo: 445 m
b) Central 5, restituição ao próprio rio Malema: 295 m

7. Valores da curva alturas de água - volumes armazenados

V (hm^3)	0	5	54	131	212
h (m)	0	26	40	51	60

8. Valores da curva superfícies inundadas - volumes armazenados

V (hm^3)	0	18	54	131	212
S (km^2)	0	2.6	5.5	7.9	9.5

9. Valores da curva custos - capacidades

Cap (hm^3)	0	2	18	54	212
C (10^6 Mt)	0	190	217	253	357

QUADRO B.15
Características do Aproveitamento Na3 (Namparro 3)

1. Tipo: Barragem de terra
2. Finalidades principais a que se destina:

— Produção de energia hidroeléctrica
— Regularização de escoamentos para permitir rega a jusante

3. Altura máxima: 75 m
4. Capacidade máxima: 500 hm^3
5. Volume morto: 10 hm^3
6. Queda para a central 2 a partir do NME: 185 m
7. Valores da curva alturas de água - volumes armazenados

$V(hm^3)$	0	12.5	125	305	500
h (m)	0	30	51	65	75

8. Valores da curva superfícies inundadas - volumes armazenados

$V(hm^3)$	0	20	56	126	500
S (km^2)	0	2.7	5.3	8.8	23

9. Valores da curva custos - capacidades

Cap (hm^3)	0	4	56	126	500
C (10^6 Mt)	0	119	210	292	654

QUADRO B.16
Características do Aproveitamento M5 (Malema 5)

1. Tipo: Barragem de terra
2. Finalidades principais a que se destina:

— Produção de energia hidroeléctrica
— Regularização de escoamentos para permitir rega a jusante

3. Altura máxima: 55 m
4. Capacidade maxima: 220 hm^3
5. Volume morto: 10 hm^3
6. Queda para a central 3 a partir do NME: 40 metros
7. Valores da curva alturas de água - volumes armazenados

$V(hm^3)$	0	5	30	130	220
h (m)	0	20	31.5	47	55

8. Valores da curva superfícies inundadas - volumes armazenados

$V(hm^3)$	0	28.5	80	130	220
S (km^2)	0	3.5	6.7	8.9	12

9. Valores da curva custos - capacidades

Cap hm^3)	0	7	28.5	130	220
C (10^6 Mt)	0	143	227	427	542

QUADRO B.17
Características do Aproveitamento M3 (Malema 3)

1. Tipo: Barragem mista, soleira descarregadora
2. Finalidades principais a que se destina:

   — Toma de água para grandes áreas de regadio
   — Produção de energia hidroeléctrica, a fio de água
   — Garantia do abastecimento doméstico e industrial a jusante (vilá de Malema)

3. Altura: 20 m
4. Capacidade: 1 hm^3
5. Volume morto: práticamente nulo
6. Queda para a central 4: 35 metros
7. Valores da curva alturas de água-volumes armazenados: atendendo ao pequeno armazenamento, considerou-se h a variar linearmente com V
8. Superfície inundada: 0.1 km^2
9. Custo da barragem: 175×10^6 Mt

QUADRO B.18
Características do Aproveitamento Nt4 (Nataleia 4)

1. Tipo: Barragem de terra
2. Finalidade principal a que se destina: Irrigação
3. Altura máxima: 55 metros
4. Capacidade máxima: 28 hm^3
5. Volume morto: 1.5 hm^3
6. Valores da curva alturas de água - volumes armazenados

V(hm^3)	0	1	4.2	14	28
h (m)	0	20	30	43	55

7. Valores da curva superfícies inundadas - volumes armazenados

V(hm^3)	0	1	4.2	11.2	28
S (km^2)	0	0.2	0.5	0.9	1.4

8. Valores da curva custos - capacidades

Cap (hm^3)	0	0.5	1	4.2	28
C (10^6 Mt)	0	80	129	213	695

QUADRO B.19
Características do Aproveitamento Nt2 (Nataleia 2)

1. Tipo: Barragem de terra
2. Finalidade principal a que se destina: Irrigação
3. Altura máxima: 60 m
4. Capacidade máxima: 80 hm^3
5. Volume morto: 4 hm^3
6. Valores da curva alturas de água - volumes armazenados

V(hm^3)	0	2	20	48	80
h (m)	0	29	47	55	60

7. Valores da curva superfícies inundadas - volumes armazenados

V(hm^3)	0	4	40	60	80
S (km^2)	0	0.5	4.5	8.5	11

8. Valores da curva custos - capacidades

Cap (hm^3)	0	1	10	30	80
C (10^6 Mt)	0	140	250	380	530

QUADRO B.20
Características do Aproveitamento L2 (Lalace 2)

1. Tipo: Barragem de terra
2. Finalidade principal a que se destina: Irrigação
3. Altura máxima: 40 m
4. Capacidade máxima: 190 hm^3
5. Volume morto: 4 hm^3
6. Valores da curva alturas de água - volumes armazenados

$V(hm^3)$	0	5	50	100	190
h (m)	0	14	31	38	40

7. Valores da curva superfícies inundadas - volumes armazenados

$V(hm^3)$	0	50	75	120	190
$S(km^2)$	0	7.3	11.5	15	19

8. Valores da curva custos - capacidades

Cap hm^3	0	5	75	120	190
C (10^6 Mt)	0	140	580	690	770

com estradas, canais e outras construções, a área total irrigável líquida reduz-se a cerca de 30 mil hectares.
Esta área distribui-se por 5 blocos:

— Bloco 1: área localizada entre os aproveitamentos Nt2 e Nt4, irrigada pelas duas albufeiras, sendo a utilização da água de Nt2 através de bombagem a partir da albufeira; máxima área irrigável 3850 ha.
— Bloco 2: área imediatamente a jusante de Nt2, irrigada por esta albufeira; máxima área irrigável 600 ha.
— Bloco 3: área situada nas duas margens do rio Nataleia até à sua confluência com o Malema e na margem direita deste rio, irrigado em conjunto pelas albufeiras Nt2 e M3; máxima área irrigável cerca de 9500 ha.
— Bloco 4: área situada na margem esquerda do Malema desde a albufeira M3 até depois da confluência com o Lalace e na margem direita do Malema imediatamente a jusante de M3; irrigada a partir de M3; máxima área irrigável 11.600 ha.
— Bloco 5: área situada nas duas margens do rio Lalace, a jusante da albufeira La2 e até à confluência com o Malema, irrigada a partir de La2, máxima área irrigável 5100 ha.

A figura B.11 localiza os blocos de rega e os aproveitamentos hidráulicos considerados.
As dotações de rega foram calculadas em HP 1973 utilizando o método de Thorntwaite para determinação de evapotranspiração potencial em cada mês, por não existirem medições directas.
Essas dotações líquidas foram transformadas em dotações brutas para as áreas irrigadas por aspersão e por gravidade, considerando valores de eficiência global de rega de 0.85 e 0.65, respectivamente. O quadro B.21 apresenta as dotações líquidas e brutas nos casos de aspersão e gravidade.
O quadro B.22 apresenta os valores de evaporação mensal em superfícies líquidas.

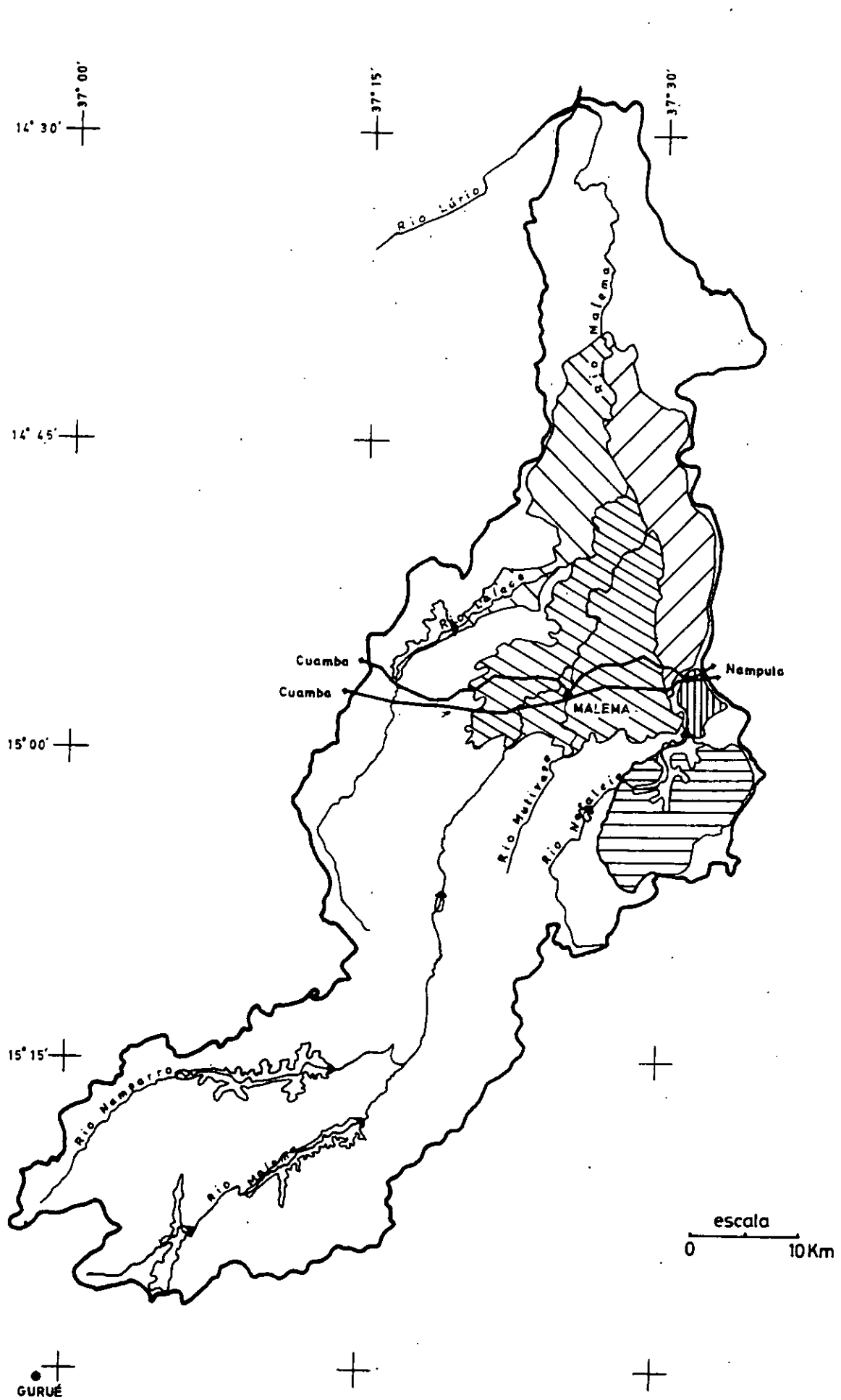



Fig. B.11 — Localização dos aproveitamentos hidráulicos e dos blocos de rega

QUADRO B.21

Dotações Mensais de Rega, Líquidas e Brutas, em m^3/ha

Mês	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.
Dotação Líquida	1550	810	0	0	0	0	180	945	650	635	1095	620
Rega por Aspersão	1820	955	0	0	0	0	210	1115	765	745	1290	730
Rega por Gravidade	2385	1245	0	0	0	0	275	1455	1000	975	1685	955

QUADRO B.22

Valores Mensais de Evaporação - Precipitação em Superfícies Líquidas

Mês	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.
$E - P$ (mm)	220	75	0	0	0	0	15	120	125	140	175	220

B.7 — DADOS ECONÓMICOS E METAS PARA O MODELO DA BACIA DO RIO MALEMA

Com base nos elementos descritos nos pontos anteriores, é possível definirem-se os parâmetros necessários para o desenvolvimento de modelos matemáticos para a bacia do rio Malema. Há que juntar ainda valores económicos: custos de construção de infraestruturas hidráulicas, benefícios provenientes da operação de cada uma das componentes do sistema, perdas originadas pelo não cumprimento de metas fixadas.

B.7.1 — Programa de Desenvolvimento para Maximizar o Benefício Económico Líquido.

Na perspectiva de maximizar o benefício económico líquido, considerou-se o seguinte cenário:

a) População na região dentro de 30 anos: 210 000 habitantes
População urbana na vila de Malema: 125 000 habitantes
Abastecimento doméstico e industrial na vila de Malema:
— valor máximo: 0.90 hm^3/mês - correspondente a 120 l/hab/dia + 100% de consumo industrial.
— valor mínimo: 0.75 hm^3/mês, correspondendo a 80 l/hab/dia e o mesmo consumo industrial.

b) O maior desenvolvimento agro-industrial na região leva a considerar o reforço do caudal de diluição adoptando o valor de 1.30 hm^3/mês = 0.5 m^3/s.

c) Consumo mensal mínimo de energia na região: 5 GWh. Produzir toda a energia hidroeléctrica que seja económicamente rentável, integrando a rede local com a rede nacional para onde seria escoado o excedente de energia produzida. Para a produção de energia hidroeléctrica, adoptou-se um valor (conservativo) de eficiência global de 0.85.

d) Irrigar todas as áreas que originem benefícios líquidos, escoando-se os excedentes de produção para Nampula e Nacala. As áreas irrigadas em cada bloco não podem exceder os limites derivados das disponibilidades de solos.

e) Construir algumas das sete barragens estudadas de maneira a chegar-se ao máximo benefício económico líquido, atendendo aos custos de construção e aos benefícios resultantes da regularização de escoamentos.

B.7.2 — Dados Económicos

Todos os valores de custos, benefícios e perdas que se apresentam são referidos ao ano de 1980. A unidade monetária utilizada é o Metical, moeda nacional moçambicana, utilizando-se também o Conto que equivale a mil meticais. O câmbio oficial do Metical em 1980 era de 0.03 dólares US e 2.2 escudos portugueses.

Os custos de construção de barragens e áreas de regadio foram definidos a partir dos valores apresentados por HP 1973, tendo-se feito a actualização desses valores para 1980.

Os custos de construção de centrais hidroeléctricas foram definidos por actualização para 1980 dos valores apresentados em HP 1973 e a partir de projectos de centrais realizados nos últimos anos.

Os benefícios da operação de centrais hidroeléctricas, áreas de regadio e abastecimento doméstico e industrial foram definidos utilizando os valores correntemente adoptados em Moçambique, considerando já deduzidos os custos de operação e manutenção.

Relativamente às perdas (penalizações por não se cumprirem as metas) e aos ganhos (por se excederem as metas), adoptaram-se valores que, por um lado, pudessem traduzir situações reais e, por outro, permitissem definir prioridades em situações de escassez. Assim, deu-se prioridade ao abastecimento doméstico e industrial e ao caudal de diluição, alem do mais por constituirem consumos pequenos. Apenas se consideraram ganhos na produção de energia, na perspectiva de integração numa rede energética nacional.

Os valores adoptados são os seguintes:

a) Custos de barragens - os custos são funções não lineares côncavas das capacidades das albufeiras, sendo característico o rápido crescimento da função custo para pequenas capacidades. Os quadros B.14 a B.20 apresentam as curvas de custos das albufeiras previstas na bacia do rio Malema. A albufeira M3, que é um aproveitamento a fio de água, teve a sua capacidade limitada a 1 hm^3, sendo o custo de construção previsto de 175 000 contos.

b) Custos das centrais hidroeléctricas - foi adoptado o valor de 27 500 contos/MW instalado.

c) Custos das áreas de regadio - considerou-se 220 contos/ha de regadio por aspersão e 150 contos/ha de regadio por gravidade.

d) Benefícios unitários adoptaram-se os seguintes valores:
— para a produção de energia: 1500 contos/GWh
— para a irrigação: 15 contos/ha colhido
— para o abastecimento doméstico e industrial: 5000 contos/hm^3.

e) Perdas por défices e ganhos por excedentes em relação às metas - foram utilizados os seguintes valores:
— défice de energia: 2500 contos/GWh
— excedente de energia: 100 contos/GWh

— défice de irrigação: 30 contos/ha não colhido
— défice no abastecimento doméstico e industrial: 50 Mt/m³
— défice no caudal de estiagem e de diluição: 50 Mt/m³

Para se poder avaliar a efectividade dos investimentos ao longo do tempo, é preciso considerar uma taxa de actualização e um período de pagamento dos investimentos. O problema da taxa de actualização tem grande importância para a avaliação da viabilidade económica de projectos de recursos hídricos.
Estes caracterizam-se por terem investimentos concentrados nos anos iniciais do projecto e vinte anos e mais para retorno dos investimentos. Nestas condições, uma taxa de actualização muito alta pode tornar um projecto inviável, de acordo com critérios como os do valor actual líquido ou de razão benefício/custo. Por esta razão, o valor a adoptar para a taxa de actualização em projectos de recursos hídricos tem sido tema de muito debate (JAMES e LEE 1971, SQUIRE e TAK 1975, FABRICKY e THUESEN 1980). HOWE 1971 sintetiza assim as duas principais escolas:

— a taxa de actualização deve ser igual à taxa de juro médio corrente no mercado de capitais.
— a taxa de actualização é um parâmetro de planeamento, reflectindo os sentimentos de preferência da sociedade entre o crescimento futuro e o consumo presente, não tendo que estar relacionada com fenómenos de mercado.

Nos países em desenvolvimento, embora muitos governos se pronunciem pela segunda alternativa, são obrigados a optar pela primeira por falta de capacidade interna de financiamento. Moçambique está nesta situação.
Assim, adoptou-se no presente estudo os seguintes valores:

— taxa de actualização: 10%
— periodo para retorno dos investimentos: 30 anos

B.8 — HOMOGENEIZAÇÃO DAS SÉRIES DE ESCOAMENTOS MENSAIS

Como se viu em B.4, dispõe-se de séries de escoamentos mensais em seis estações hidrométricas, tendo a série mais longa 25 anos e a mais curta apenas 3 anos. Para se poderem utilizar, há que homogeneizar as séries, isto é, estender as séries mais curtas também para o período de 25 anos. Para além disso, há que definir as relações entre os escoamentos nas estações hidrométricas e os escoamentos afluentes às albufeiras e em outras secções dos rios.

B.8.1 — Extensão das Séries das Estações E143, EL190, E197 e E400 a partir da Série da Estação EL142.

Todas estas séries têm duração suficiente para se fazer a sua caracterização estatística, o que não acontece com a serie da estação EL434.
A extensão de cada uma destas séries a partir da estação EL142 foi feita utilizando um modelo de desagregação (para uma referência geral aos modelos de desagregação, veja-se o ponto 4.4.2.1 do texto). A ideia de utilizar o modelo de desagregação de Valencia-Schaake para estender séries hidrológicas a partir duma série mais longa foi apresentada por HENRIQUES e COELHO 1980.
O algoritmo utilizado e as listagens dos programas de computador desenvolvidos para o efeito são apresentados no Anexo F.

B.8.2 — Extensão da Série da Estação EL434

A esta série dispondo dum total de apenas 36 valores de escoamentos mensais não foi possível aplicar o modelo de desagregação utilizado para estender as restantes séries. O problema de estender séries muito curtas é sempre bastante difícil de resolver (veja-se, por exemplo, os casos apresentados em WOOLHISER 1973) e, no caso da estação EL434, nem mesmo se dispõe de séries de precipitações em estações próximas que pudessem ser utilizadas.

Assim, optou-se por fazer a extensão com base num processo bastante simples. O método utilizado foi o de regressão linear dos afastamentos dos escoamentos mensais da estação EL434 em relação às respectivas médias mensais sobre os afastamentos da estação EL142. Ambas as séries de afastamentos foram padronizadas por divisão pelas respectivas médias mensais.

A equação de regressão obtida foi:

$$af_{434} = 1.62 \times af_{142}$$

com 62% de variância explicada e 0.785 de coeficiente de correlação, donde:

$$y_{434,ij} = \bar{y}_{434,j} + \left[\left(\frac{y_{142,i,j} - \bar{y}_{142,j}}{\bar{y}_{142,j}}\right) \times 1.62 + 0.46 \times \varepsilon_{i,j}\right] \times \bar{y}_{434,j}$$

Os quadros B.23 a B.27 apresentam as séries de escoamentos nas estações E143, EL190, E197, E400 e EL434 e as respectivas estatísticas básicas. A figura B.9 apresenta as séries mensais estendidas para 25 anos.

B.8.3 — Relações entre os escoamentos nas estações hidrométricas e os escoamentos afluentes às albufeiras e a outras secções dos rios.

Os modelos matemáticos da bacia do Malema necessitam, como dados de entrada, dos escoamentos afluentes:

— às secções das barragens
— à secção do rio Malema, na vila do Malema (onde se faz a abstração de água para o abastecimento doméstico e industrial).
— a montante da confluência do Malema com o Lúrio (para avaliação do caudal de diluição).

Para se transformar os escoamentos nas estações hidrométricas nos escoamentos pretendidos, utilizou-se o método de proporcionalidade das áreas.

O quadro B.28 apresenta as áreas dominadas pelas estações hidrométricas, as áreas de cada sub-bacia e as áreas correspondentes a cada aproveitamento. A partir desses valores, definiram-se as seguintes relações:

$$E_{M1} = 1.02 \times EL190$$
$$E_{Na3} = 1.26 \times E400$$
$$E_{Nt2} = 0.68 \times E143$$
$$E_{Nt4} = 0.17 \times E143$$
$$E_{La2} = 0.71 \times EL433$$
$$E_{Mu} = 1.15 \times E197$$
$$E_{qdil} = 0.3 \times EL142 + 0.69 \times E143 + 0.45 \times EL434$$

QUADRO B.23

Estação E143: Série estendida

N. DE ANOS = 25

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1956-57	2.4	3.2	12.0	28.2	38.6	28.8	34.0	12.1	5.0	4.3	2.6	1.8	173.0
1957-58	0.6	0.6	10.0	33.4	26.8	20.2	5.9	8.0	5.8	4.2	3.1	1.6	120.2
1958-59	1.5	4.2	7.1	29.9	56.5	58.8	35.5	15.0	8.0	6.2	2.7	2.3	227.7
1959-60	1.3	0.3	2.2	2.3	3.7	14.2	6.3	3.7	2.0	2.1	1.1	0.6	39.8
1960-61	0.3	0.1	1.3	9.5	12.6	49.3	24.7	13.4	6.9	5.2	3.9	2.0	129.2
1961-62	1.3	3.3	3.7	24.6	18.2	27.6	23.7	13.9	8.4	6.3	4.1	2.4	137.5
1962-63	1.6	2.3	7.2	37.0	33.3	53.3	20.0	9.4	8.0	5.6	3.8	2.7	184.2
1963-64	1.5	6.1	8.1	25.9	19.0	12.6	6.9	5.0	3.4	3.3	2.1	1.2	95.1
1964-65	0.8	1.2	2.3	21.5	29.7	40.1	23.6	9.1	6.7	4.7	3.0	2.4	145.1
1965-66	1.8	1.2	10.9	18.2	19.3	22.7	9.7	6.0	3.8	3.8	3.1	1.6	102.1
1966-67	0.6	3.7	3.0	8.6	5.7	24.4	16.0	7.8	4.5	4.2	2.6	1.4	82.5
1967-68	1.3	4.4	5.3	5.8	16.3	36.8	14.8	6.9	4.7	3.5	2.2	1.4	103.4
1968-69	0.9	3.6	12.3	16.7	19.3	13.4	13.5	6.4	3.8	2.8	2.0	1.9	96.6
1969-70	0.9	0.7	7.8	25.3	34.0	11.5	7.3	4.4	2.9	2.3	1.4	0.8	99.3
1970-71	0.6	4.6	20.5	48.1	26.1	26.6	17.6	9.8	6.6	4.5	3.2	2.1	170.3
1971-72	1.2	1.5	0.3	6.2	9.6	9.6	6.5	4.7	2.9	2.3	2.2	2.0	49.0
1972-73	0.1	2.0	13.2	10.9	11.9	21.9	25.3	8.8	4.3	3.4	2.1	1.1	105.0
1973-74	0.8	0.7	3.9	29.6	50.1	61.1	43.4	22.4	9.4	7.7	4.8	3.1	237.0
1974-75	2.7	2.0	5.1	6.9	5.3	6.6	16.0	4.6	3.0	3.0	1.7	1.9	58.8
1975-76	1.3	1.3	13.1	98.4	52.7	119.0	195.0	22.1	8.3	6.5	4.4	2.1	524.2
1976-77	1.8	2.1	21.2	29.8	21.8	21.8	10.2	5.6	3.2	2.2	1.8	1.4	122.9
1977-78	0.3	2.0	6.2	16.4	89.4	68.8	56.7	20.2	7.3	5.4	3.8	2.7	279.2
1978-79	1.9	2.2	25.8	11.6	25.7	45.5	54.6	9.8	6.9	4.6	3.8	3.4	195.8
1979-80	1.9	18.2	12.4	17.4	14.7	13.0	49.6	11.1	6.4	4.4	3.5	2.3	154.9
1980-81	4.8	1.8	25.5	25.7	19.2	23.2	9.0	5.6	4.6	3.4	2.5	1.6	126.9
MEDIAS	1.4	2.9	9.6	23.5	26.4	33.2	29.0	9.8	5.5	4.2	2.9	1.9	150.4
D. PADRAO	1.0	3.5	7.2	19.2	19.4	25.1	37.9	5.4	2.1	1.5	1.0	0.7	97.4
ASSIMETRIAS	1.90	3.63	0.97	2.57	1.66	1.86	3.78	1.18	0.16	0.48	0.16	0.19	2.52
CORRELACOES	0.57	0.13	0.14	0.30	0.46	0.70	0.84	0.71	0.85	0.96	0.90	0.79	-0.23

QUADRO B.24

Estação EL190: Série estendida

N. DE ANOS = 25

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1956-57	5.3	1.8	11.6	4.3	9.1	32.3	11.0	5.6	10.9	10.5	5.2	7.1	114.7
1957-58	2.3	4.6	12.0	12.3	14.7	38.3	34.9	17.5	10.3	8.2	5.6	5.6	166.3
1958-59	1.7	5.2	12.6	8.4	14.5	30.0	38.5	16.6	8.1	9.9	8.1	3.2	156.8
1959-60	2.1	5.5	13.3	16.3	33.3	26.3	31.8	12.7	13.0	12.0	6.8	3.1	176.2
1960-61	2.0	6.2	12.4	24.3	10.2	26.0	26.4	8.1	9.1	6.2	1.6	1.1	133.6
1961-62	2.0	5.4	20.1	22.0	16.8	33.1	27.5	20.4	14.7	13.9	9.4	6.5	191.8
1962-63	3.4	5.5	10.1	10.5	12.4	52.8	21.4	8.3	1.5	8.2	5.8	5.6	145.5
1963-64	4.0	6.5	13.4	29.5	27.6	34.2	15.6	4.9	1.4	4.0	3.9	0.0	145.0
1964-65	4.0	10.2	22.0	32.1	23.8	48.0	26.5	14.7	8.7	5.0	2.9	3.9	201.8
1965-66	5.7	3.9	13.1	13.4	19.5	24.5	15.9	13.4	8.3	5.7	3.7	2.4	129.5
1966-67	1.8	4.4	6.6	7.0	8.6	32.4	29.8	14.4	7.1	15.5	11.9	7.7	147.2
1967-68	4.3	6.7	15.5	15.2	20.6	49.7	24.7	8.4	6.1	4.8	3.3	2.2	161.5
1968-69	1.7	12.2	20.1	15.9	21.5	27.2	34.9	13.9	7.0	9.8	5.1	4.8	174.1
1969-70	1.7	7.7	19.4	35.3	42.2	25.0	23.6	9.5	5.2	6.0	3.3	1.5	180.4
1970-71	3.3	4.2	24.4	48.7	35.6	27.0	15.5	11.1	8.8	4.0	2.4	1.6	186.6
1971-72	1.4	4.8	15.7	20.4	10.8	20.1	18.8	9.6	8.5	13.2	8.6	4.3	136.2
1972-73	3.4	7.1	18.9	15.3	17.0	16.5	28.6	12.8	9.4	11.3	5.6	3.1	149.0
1973-74	1.6	4.6	24.3	20.1	38.3	48.6	48.5	29.4	12.8	13.1	7.0	5.7	254.0
1974-75	2.5	2.2	9.9	10.9	9.3	16.9	26.1	9.9	7.4	6.3	3.5	1.9	106.8
1975-76	3.8	3.4	18.8	17.4	26.4	37.9	42.4	25.9	20.8	12.1	9.7	4.0	222.6
1976-77	5.4	2.8	7.4	14.1	9.5	21.6	15.0	6.8	3.5	4.1	3.0	2.2	95.4
1977-78	1.9	4.6	8.0	27.2	22.2	34.4	30.8	11.4	11.8	9.2	3.5	3.5	168.5
1978-79	5.3	6.7	23.4	16.9	36.0	42.2	22.2	12.0	12.3	12.4	5.3	5.7	200.4
1979-80	2.1	19.4	12.9	10.1	15.5	19.9	31.7	9.2	10.1	10.0	5.0	2.8	148.7
1980-81	3.4	1.5	14.0	10.3	9.8	30.6	18.3	11.7	14.4	7.7	4.7	8.0	134.4
MEDIAS	3.0	5.9	15.2	18.3	20.2	31.8	26.4	12.7	9.2	8.9	5.4	3.9	161.1
D. PADRAO	1.4	3.7	5.3	10.1	10.3	10.3	9.2	5.8	4.3	3.5	2.6	2.1	36.3
ASSIMETRIAS	0.64	2.27	0.27	1.34	0.74	0.53	0.48	1.41	0.43	0.11	0.89	0.30	0.55
CORRELACOES	0.12	-0.25	0.22	0.54	0.63	0.25	0.22	0.79	0.65	0.53	0.86	0.59	-0.56

QUADRO B.25

Estação E197: Série estendida

N. DE ANOS = 25

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1956-57	0.4	0.2	6.5	8.5	15.9	13.9	11.4	3.7	1.6	1.5	1.1	0.4	65.1
1957-58	0.1	0.1	6.5	9.9	16.2	7.9	2.8	2.7	1.0	1.4	0.7	0.0	49.3
1958-59	0.1	0.6	1.7	6.5	12.6	10.7	0.4	1.6	0.7	0.6	0.2	0.2	35.9
1959-60	0.0	0.1	1.2	1.5	2.9	4.6	1.7	0.6	0.3	0.3	0.1	0.3	13.6
1960-61	0.3	0.1	0.2	6.0	5.8	10.8	11.5	3.2	1.5	0.6	0.3	0.4	40.7
1961-62	0.0	0.4	0.8	8.2	8.9	12.2	9.9	4.9	1.4	0.9	0.5	0.2	48.3
1962-63	0.2	0.9	3.9	12.3	16.1	20.6	7.1	3.0	1.3	0.5	0.3	0.2	66.4
1963-64	0.1	1.1	6.9	15.6	11.0	4.1	1.6	0.8	0.4	0.5	0.2	0.1	42.4
1964-65	0.1	0.3	2.2	11.3	10.0	20.0	7.8	3.0	1.4	0.7	0.4	0.2	57.4
1965-66	0.1	0.3	6.9	9.1	12.9	10.9	4.8	2.4	1.1	1.8	1.2	0.8	52.3
1966-67	0.0	1.3	3.0	4.3	1.5	10.8	4.2	1.1	0.5	0.4	0.3	0.3	27.7
1967-68	0.1	1.6	1.9	2.3	8.6	11.4	4.5	1.7	1.2	0.8	0.4	0.3	34.8
1968-69	0.2	0.7	4.5	9.1	6.2	5.4	6.1	1.8	0.9	0.5	0.3	0.3	36.0
1969-70	0.1	0.0	3.9	11.8	9.9	2.7	1.7	0.8	0.4	0.4	0.1	0.1	31.9
1970-71	0.0	0.5	10.0	20.7	7.0	6.6	2.3	0.8	0.7	0.8	0.3	0.1	49.8
1971-72	0.0	0.6	1.4	4.1	5.2	4.6	1.9	0.8	0.5	0.5	0.2	0.2	20.0
1972-73	0.3	1.0	4.9	6.2	3.6	5.8	7.0	1.5	0.7	0.5	0.6	0.3	32.4
1973-74	0.1	0.1	5.8	11.3	19.5	14.9	7.6	4.7	1.9	1.4	0.8	0.4	68.5
1974-75	0.2	0.4	2.4	1.3	2.9	3.3	4.9	1.1	0.3	0.1	0.2	0.1	17.2
1975-76	0.2	0.5	3.6	7.9	13.3	14.4	18.9	3.8	1.9	1.2	0.7	0.4	66.8
1976-77	0.5	0.4	2.1	10.0	5.1	5.6	3.0	1.6	1.0	0.8	0.6	0.6	31.3
1977-78	0.1	0.5	4.0	6.4	15.1	17.1	12.2	3.3	1.5	0.8	0.4	0.3	61.7
1978-79	0.3	0.3	20.6	2.3	15.8	14.0	4.6	1.8	1.0	0.8	0.4	0.2	62.1
1979-80	0.1	2.4	5.6	6.1	11.3	11.6	3.2	2.3	1.0	0.6	0.4	0.4	45.0
1980-81	0.7	0.1	9.7	7.9	8.6	7.3	2.3	1.2	0.5	0.1	0.2	0.2	38.8
MEDIAS	0.2	0.6	4.8	8.0	9.8	10.0	5.7	2.2	1.0	0.7	0.4	0.3	43.8
D. PADRAO	0.2	0.6	4.2	4.5	5.0	5.1	4.4	1.3	0.5	0.4	0.3	0.2	16.1
ASSIMETRIAS	1.59	1.80	2.36	0.80	0.09	0.44	1.35	0.69	0.28	0.88	1.32	1.21	-0.08
CORRELACOES	0.11	-0.23	-0.09	0.15	0.29	0.61	0.57	0.75	0.91	0.67	0.91	0.63	-0.16

QUADRO B.26

Estação E400: Série estendida

N. DE ANOS = 25

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1956-57	4.2	4.4	22.5	25.1	25.5	31.1	11.0	11.5	7.2	6.8	2.1	2.6	154.0
1957-58	2.5	2.9	9.0	10.1	20.7	35.2	27.2	11.7	8.5	5.6	3.7	3.3	140.4
1958-59	2.0	3.0	8.4	6.9	32.7	39.6	40.1	15.9	9.1	9.6	8.0	5.6	180.9
1959-60	2.6	1.7	11.4	5.9	15.2	29.7	18.1	7.5	7.4	4.4	5.2	4.2	113.3
1960-61	2.3	2.3	6.3	26.2	21.5	33.9	21.8	11.8	7.6	4.7	6.4	4.6	149.4
1961-62	2.4	2.6	4.8	24.9	15.9	34.5	26.9	9.9	7.9	3.2	4.4	3.2	140.6
1962-63	2.9	3.6	11.8	6.7	29.1	29.4	41.3	14.4	8.7	9.0	9.5	6.0	172.4
1963-64	3.5	4.9	30.7	42.5	5.5	6.7	8.6	5.4	6.0	3.3	5.0	3.9	126.0
1964-65	2.2	1.9	2.2	25.2	25.8	34.2	31.3	12.9	8.0	5.3	7.2	4.5	160.7
1965-66	3.1	3.0	2.1	8.5	21.2	30.4	24.8	10.3	5.9	5.9	4.2	2.9	122.3
1966-67	2.1	3.5	7.9	29.4	18.2	30.5	21.5	11.7	7.9	3.2	5.5	3.6	145.0
1967-68	3.5	4.5	18.3	5.3	12.4	26.8	16.8	8.8	7.2	4.8	8.0	5.8	122.2
1968-69	3.6	4.7	28.2	30.7	13.4	19.6	23.0	10.0	8.1	5.8	4.4	3.1	154.6
1969-70	2.5	2.6	13.9	15.1	9.9	15.5	17.4	7.3	6.1	5.3	4.1	3.3	103.0
1970-71	4.5	6.6	29.2	70.3	29.2	30.1	15.9	12.0	7.8	4.4	3.1	2.4	215.5
1971-72	2.7	3.3	9.4	18.2	11.3	20.1	11.3	7.8	4.7	5.1	3.9	2.9	100.7
1972-73	2.5	3.0	12.9	21.1	16.7	15.4	27.7	9.5	6.2	7.1	4.9	3.1	130.1
1973-74	2.5	3.0	14.3	17.2	61.6	66.9	54.6	25.3	11.7	16.8	7.1	5.3	286.3
1974-75	4.0	3.2	13.5	14.4	14.3	18.5	15.5	8.9	5.9	5.1	3.3	2.2	108.8
1975-76	2.2	2.0	14.1	25.6	37.7	63.4	48.8	18.3	12.3	8.9	6.4	4.2	243.9
1976-77	4.5	4.0	8.1	22.5	17.7	22.5	13.7	7.1	4.6	4.0	3.0	2.2	113.9
1977-78	1.8	2.4	4.0	21.8	29.9	42.8	32.3	14.9	9.0	6.5	4.1	2.9	172.4
1978-79	2.7	3.5	24.6	11.2	21.8	39.3	22.2	10.7	9.0	7.5	4.3	4.0	160.8
1979-80	2.6	5.3	14.0	10.1	13.9	21.9	29.7	10.9	7.4	6.1	4.2	2.8	128.9
1980-81	3.2	2.8	19.7	24.1	18.5	31.4	16.3	9.6	7.7	5.7	4.3	4.1	147.4
MEDIAS	2.9	3.4	13.7	20.8	21.6	30.8	24.7	11.4	7.7	6.2	5.1	3.7	151.7
D. PADRAO	0.8	1.2	8.2	13.9	11.4	13.4	11.7	4.1	1.8	2.8	1.8	1.1	43.8
ASSINETRIAS	0.81	0.98	0.68	1.96	1.90	1.09	1.01	1.73	0.73	2.43	0.83	0.66	1.61
CORRELACOES	0.43	0.68	0.68	0.47	0.02	0.88	0.77	0.88	0.85	0.67	0.42	0.93	-0.53

QUADRO B.27

Estação EL434: Série estendida

N. DE ANOS = 25

ESCOAMENTOS

ANO HIDROL.	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	ANUAL
1956-57	0.0	2.1	0.7	7.5	48.0	14.5	7.5	7.8	3.5	1.5	0.4	0.3	93.8
1957-58	0.1	0.0	0.9	15.1	54.5	0.0	0.6	0.0	2.8	1.3	0.4	0.4	76.1
1958-59	0.3	2.6	1.3	9.5	66.3	24.5	0.0	1.3	1.9	0.3	0.3	0.3	108.6
1959-60	0.1	0.2	0.5	1.9	5.9	18.3	0.0	0.0	0.2	1.3	0.2	0.1	28.7
1960-61	0.1	0.0	0.0	5.0	24.2	41.6	15.3	1.4	0.4	1.3	0.7	0.5	90.5
1961-62	0.1	3.7	1.1	17.3	50.9	11.8	17.7	7.9	2.5	1.2	0.4	0.2	114.8
1962-63	0.1	1.0	1.4	12.1	49.0	23.9	3.2	3.7	1.5	1.0	0.0	0.2	97.1
1963-64	0.0	1.2	0.6	4.8	61.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.4	69.1
1964-65	0.1	1.0	0.6	20.8	46.0	26.2	0.0	1.9	0.2	0.0	0.2	0.2	97.2
1965-66	0.2	0.7	1.5	8.0	46.3	1.6	0.0	5.1	0.0	0.5	0.0	0.3	64.2
1966-67	0.0	1.1	0.0	5.9	0.0	36.7	11.1	5.4	0.4	1.3	0.6	0.8	63.3
1967-68	0.1	1.6	1.0	5.3	14.2	5.6	0.0	4.6	0.0	0.7	0.4	0.0	33.5
1968-69	0.1	2.5	2.5	14.7	30.7	2.6	6.4	3.5	1.9	0.8	0.1	0.3	66.1
1969-70	0.1	0.8	0.7	11.0	29.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.5	43.4
1970-71	0.1	1.0	2.9	23.3	35.2	0.0	0.0	1.0	0.9	0.9	0.2	0.0	65.5
1971-72	0.1	0.6	0.5	6.0	0.0	0.0	3.2	0.0	0.9	0.0	0.2	0.2	11.7
1972-73	0.0	0.6	0.2	0.9	0.3	0.0	0.0	1.7	1.1	1.4	0.5	0.3	7.0
1973-74	0.1	0.5	0.9	11.7	36.3	33.4	15.6	10.6	3.2	2.7	0.9	0.8	116.7
1974-75	0.2	0.8	1.3	1.2	1.7	1.9	1.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7
1975-76	0.1	0.2	0.4	3.1	61.6	25.0	29.1	6.3	2.6	1.0	0.3	0.3	130.0
1976-77	0.2	0.3	0.0	11.9	5.8	1.3	15.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.9
1977-78	0.0	0.4	0.0	10.7	35.1	25.3	7.4	4.8	3.0	1.4	0.3	0.3	88.7
1978-79	0.1	1.1	1.8	2.5	16.9	20.7	5.3	2.0	2.0	1.9	0.5	0.9	55.7
1979-80	0.1	1.7	1.5	6.8	0.0	0.0	4.8	4.0	1.6	1.2	0.6	0.4	22.7
1980-81	0.1	0.1	1.4	1.8	21.3	13.0	0.0	1.3	0.8	0.3	0.6	0.5	41.2
MEDIAS	0.1	1.0	0.9	8.8	29.6	13.1	5.8	3.0	1.3	0.9	0.3	0.3	65.2
D. PADRAO	0.1	0.9	0.7	6.1	22.1	13.5	7.6	3.0	1.2	0.7	0.2	0.2	36.0
ASSIMETRIAS	0.77	1.35	0.88	0.76	0.01	0.59	1.55	0.93	0.49	0.41	0.36	0.79	-0.01
CORRELACOES	0.28	0.10	0.39	0.36	0.42	0.17	0.46	0.55	0.60	0.62	0.59	0.67	-0.22

QUADRO B.28
Áreas das Sub-Bacias, Estações Hidrométricas e Albufeiras

Rio		Área (km^2)
Malema	Sub-bacia	1400
	Estação EL142	1000
	Estação EL190	90
	Albufeira M1	92
	Albufeira M3	162
	Albufeira M5	207
Namparro	Sub-bacia	250
	Estação E400	190
	Albufeira Na3	241
Mutivasse	Sub-bacia	75
	Estação E197	65
Nataleia	Sub-bacia	430
	Estação E143	280
	Albufeira Nt2	190
	Albufeira Nt4	48
Lalace	Sub-bacia	405
	Estação EL434	350
	Albufeira La2	247

Para a definição dos escoamentos afluentes às albufeiras M3 e M5, considerou-se uma variação linear do escoamento específico entre as estações EL190 e EL142, conduzindo às seguintes expressões:

$$E_{M3} = 0.24 \times EL142 - 0.24 \times EL190 - 0.26 \times E400$$
$$E_{M5} = 0.31 \times EL142 - 0.31 \times EL190 - 0.41 \times E400$$

BIBLIOGRAFIA

1. FABRICKY, W. e G. THUESEN 1980 — *Economic Decision Analysis* — Prentice-Hall, New Jersey, 1980.
2. FAO 1976 — *A Framework for Land Evaluation* — Soils Bulletin, n.º 32, Food and Agriculture Organization, Rome, 1976.
3. HENRIQUES, A. G. e D. COELHO 1980 — *Extensão de Séries Hidrológicas Baseadas em Registos Incompletos* — Recursos Hídricos, vol. 1, n.º 2, Maio 1980, p. 45-60.
4. HOWE, C. 1971 — *Benefit - Cost Analysis for Water System Planning* — American Geophysical Union, Water Resources Monograph n.º 2, Washington, 1971.
5. HP 1973 — *Esquema Geral da Bacia do Rio Malema* — Hidrotécnica Portuguesa, Lisboa, 1973.
6. JAMES, L. e R. LEE 1971 — *Economics of Water Resources Planning* — Mc Graw-Hill, New York, 1971.
7. SQUIRE, L. e H. TAK 1975 — *Economic Analysis of Projects* — Jonh Hopkins University Press, Baltimore, 1975.
8. WOOLHISER, D. (ed.) 1973 — *Decision with Inadequate Hydrological Data* — Proceedings of the 2nd International Symposium in Hydrology, Sept. 1972, Fort Collins, Colorado - Water Resources Publications, Fort Collins, 1973.

ANEXO C

MODELO DE SIMULAÇÃO DA BACIA DO RIO MALEMA

ANEXO C

MODELO DE SIMULAÇÃO DA BACIA DO RIO MALEMA

O modelo de simulação da bacia do Malema foi descrito no ponto 3.3.3.3 do texto,aí se tendo referido as suas principais características.

O modelo consta duma subrotina principal, **SIMALE**, que controla a sequência de execução da simulação, de vinte subrotinas chamadas por **SIMALE**, e de nove subrotinas auxiliares, num total de cerca de mil e quinhentas linhas de instruções. O modelo inclui ainda a subrotina de optimização por programação linear **ZX3LP**, pertencente à biblioteca **IMSL**.

O modelo necessita de quatro ficheiros de dados e cria três ficheiros de resultados. Os ficheiros de dados são:

- **FISEXP. DAT**, contendo os dados físicos e hidrológicos do sistema;
- **ECON. DAT**, com os dados económicos e as curvas limite de fiabilidade e resiliência;
- **ESC9. DAT**, contendo os escoamentos mensais nas nove secções de entradas de escoamentos no sistema;
- **OPTIMA. DAT**, com a informação necessária para o programa construir a matriz do problema de optimização a ser resolvido pela subrotina **ZX3LP** em caso de falha no sistema.

Os ficheiros de resultados são ficheiros primários, contendo informação bruta a ser posteriormente processada de acordo com o tipo de "output" pretendido. Os três ficheiros primários são:

- **FISHID. RES**, contendo os resultados registados em cada mês tais como volumes armazenados, volumes descarregados para diversos fins, alturas de água nas albufeiras, energia produzida nas centrais, etc.;
- **ECON. RES**, com os resultados económicos anuais (semestrais no caso da irrigação) das diversas utilizações;
- **FALHAS. DAT**, contendo a indicação dos meses (ou semestres no caso da irrigação) em que se registaram falhas relativas a cada uma das finalidades consideradas e a sua magnitude.

A passagem de parâmetros entre **SIMALE** e as subrotinas é feita principalmente através da utilização de áreas **COMMON**.

Para se utilizar o modelo de simulação, tem de se criar um programa principal que chama SIMALE. Esse programa principal tem de incluir na área **COMMON/VDS/** a definição das variáveis de decisão: capacidades das albufeiras, potências das centrais hidroeléctricas, áreas irrigadas por aspersão e por gravidade.

As principais subrotinas do modelo são, pela ordem em que são chamadas por **SIMALE**:

a) **LEITUR** — lê os dados físicos, hidrológicos, económicos e indicações sobre o tipo de "output" pretendido a partir dos ficheiros **FISEXP. DAT** e **ECON. DAT**; determina em função dos dados as metas mensais de energia nas centrais, o factor de recuperação do capital, os máximos volumes turbináveis mensalmente e as dotações brutas de rega.

b) **CUSTOS** — determina os custos das infraestruturas hidráulicas (albufeiras, centrais, áreas de rega) e as correspondentes anuidades.

c) **CTLDAT** — esta subrotina é opcionalmente executada, imprimindo a informação lida e calculada nas subrotinas **LEITUR** e **CUSTOS**, permitindo um fácil controle dessa informação.

d) **INIGER** — faz uma inicialização geral de valores para dar início à simulação e abre os ficheiros **ESC9. DAT** (dados de escoamentos), **FISHID. RES** e **ECON. RES** (resultados).

e) **INISEM** — faz a inicialização de valores económicos anuais e semestrais e determina eventuais reduções das áreas a irrigar face aos volumes armazenados no início do semestre e aos escoamentos afluentes esperados.

f) **ALB1** — executa a 1.ª fase da operação da albufeira Malema 1, determinando sucessivamente:
— o volume evaporado e os volumes a turbinar nas duas centrais;
— no caso de não ser possível satisfazer essas metas, o resultante défice de energia;
— no caso de o volume a armazenar exceder a capacidade da albufeira, os volumes adicionais a turbinar, o correspondente excedente de energia e a eventual descarga de cheias;
— o volume que fica disponível para utilização a jusante.

g) **ALB23** — executa a 1.ª fase da operação das albufeiras Namparro ou Malema 5. Esta operação é semelhante à da albufeira Malema 1 diferindo nos seguintes aspectos:
— apenas existe uma central ligada a cada albufeira;
— a meta de energia é acrescida do défice ou diminuída do excedente de energia resultante da operação da albufeira anterior.

h) **CENT15** — esta subrotina é chamada no caso de, após a operação das albufeiras Malema 1, Namparro e Malema 5, existir um défice de energia que possa ser compensado por disponibilidade de água na albufeira Malema 1. Aumenta-se em primeiro lugar a energia produzida na central 1 (de maior queda) e em seguida, se necessário, a produzida na central 2.

i) **CENTR3** — determina a energia adicional produzida na central 3 com o volume resultante de turbinagem adicional efectuada na central 5 da albufeira Malema 1 a montante.

j) **CENTR2** — procura compensar um défice de energia não anulado pelas centrais 1, 5 e 3, produzindo energia adicional na central 2, caso a albufeira Namparro tenha disponibilidade de água.

l) **ALB57** — executa a 1.ª fase da operação das albufeiras Nataleia 4 ou Lalace 2, determinando sucesivamente:
— o volume evaporado e o volume necessário para irrigar as áreas de aspersão e gravidade no bloco associado à albufeira;
— se não fôr possível satisfazer essas metas, os défices de irrigação, dando-se prioridade à aspersão por consumir menos água;
— a descarga de cheias, se o volume a armazenar exceder a capacidade da albufeira;

— o volume disponível para utilização a jusante.

m) **ALB6** — executa a 1.ª fase da operação da albufeira Nataleia 2 que tem de irrigar o bloco 2 e contribuir para a irrigação dos blocos 1 e 3. Determina sucessivamente:
- — o volume evaporado e os volumes necessários para irrigar as áreas de aspersão e gravidade dos blocos 1, 2 e 3;
- — se não fôr possível satisfazer as metas dos blocos 1 e 2, os défices de irrigação, dando-se prioridade às áreas de aspersão nesses dois blocos;
- — se o volume a armazenar exceder a capacidade da albufeira, os volumes para irrigação do bloco 3 e a descarga de cheias;
- — o volume disponível para utilização a jusante.

n) **ALB4P** — a albufeira Malema é o pivot do sistema na distribuição de água para os dois maiores blocos de rega, 3 e 4; para a produção de energia na central 4; para o abastecimento urbano; e para garantia do escoamento mínimo a jusante. Para esse efeito, recebe escoamentos das albufeiras a montante. A subrotina determina sucessivamente:
- — os volumes necessários para a irrigação dos blocos 3 e 4, para a produção de energia, para o abastecimento urbano e para garantia do escoamento mínimo;
- — as disponibilidades de água, próprias e dos aproveitamentos localizados a montante;
- — os volumes a retirar das albufeiras a montante para satisfazer as metas; os volumes são retirados das várias albufeiras que podem contribuir de forma a que os volumes armazenados sejam proporcionais às capacidades das albufeiras (executado através da subrotina **DISTRB**);
- — a energia produzida, turbinando-se, além do volume especificamente destinado a esse fim, os volumes destinados ao abastecimento urbano e à garantia do escoamento mínimo, até ao limite máximo imposto pela potência instalada;
- — a descarga de cheias.

No caso de todas as metas serem satisfeitas, **SIMALE** chama a subrotina **ROUTIN** para a 2.ª fase da operação do sistema. Se, no entanto, alguma das metas não pode ser satisfeita, a subrotina **ALB4P** assinala-o e **SIMALE** recorre a um processo de optimização para minimizar a perda total, redefinindo todas as descargas para vários fins das diversas albufeiras.

As subrotinas envolvidas nesse processo de optimização são **LPDATA**, **ZX3LP** e **VARDEC**.

o) **LPDATA** — prepara os dados necessários para resolução do problema de optimização pela subrotina **ZX3LP**. A formulação da matriz do "simplex" é feita a partir de valores correntes de diversas variáveis do modelo e de dados lidos no ficheiro **OPTIMA.DAT.** A subrotina faz uma verificação da matriz eliminando linhas/restrições desnecessárias. **LPDATA** utiliza a subrotina **ORDINT** que ordena um vector de inteiros por ordem crescente.

p) **VARDEC** — após a resolução do problema de optimização pela subrotina **ZX3LP**, **VARDEC** transfere os valores do vector - solução para as variáveis do sistema (descargas das albufeiras).

q) **ROUTIN** — executa a 2.ª fase da operação do sistema, fazendo o "routing" das albufeiras depois de, na 1.ª fase, se terem definidos todas as descargas, obtidas normalmente para satisfação das metas ou por recurso ao processo de optimização em caso de restrições. **ROUTIN** utiliza as subrotinas **ADESC, ADEN, ADIR** e **DEFIR** para acertos do balanço hídrico em cada albufeira.

r) **OUTFIS** — escreve no ficheiro **FISHID.RES** os valores físicos e hidrológicos resulltantes da simulação em cada mês. Os valores registados são os escoamentos afluentes; alturas; volumes armazenados; descargas para energia, abastecimento,

irrigação, escoamento mínimo; descargas de cheias; volumes evaporados; energia produzida, excedente e défice; défice de irrigação, do abastecimento e do escoamento mínimo. A execução desta subrotina é opcional.

s) **ECOMES** — determina mês a mês os benefícios e penalizações correspondentes às diversas utilizações assim como a falhas que se verificarem. No fim de cada ano, imprime no ficheiro **ECON.RES** os resultados económicos acumulados.

t) **OUTFAL** — escreve no ficheiro **FALHAS.DAT**, no final da simulação, a caracterização das falhas ocorridas. São registados, para cada utilização, o mês em que a falha ocorreu e a sua magnitude expressa como fracção da meta. A execução da subrotina é opcional.

u) **GARANT** — determina, no final da simulação, as curvas de fiabilidade e resiliência do sistema e compara-as com as curvas limite, determinando a existência ou não de violações. A execução desta subrotina é opcional. **GARANT** utiliza as subrotinas **FIAB** e **RESIL** que determinam a fiabilidade e a resiliência associadas a um certo nível de défice.

v) **ALB4P** (2.ª versão) — o modelo de simulação foi utilizado para analisar certas situações em que os défices não eram penalizados (capítulo 5 do texto). Nessa situação, não é possível utilizar a rotina de optimização em caso de défice. Introduziu-se por isso, nesse caso, uma 2.ª versão da subrotina **ALB4P** em que, em caso de défice, se define explicitamente quais as prioridades na atribuição da água.

Na listagem que se apresenta a seguir as subrotinas aparecem com a sequência seguinte:

SIMALE	/ **LEITUR**	/ **CUSTOS**	/ **CTLDAT**	/ **INIGER**	/
INISEM	/ **INTERP**	/ **ALB1**	/ **ALB23**	/ **DISTRB**	/
ALB57	/ **ALB6**	/ **CENT15**	/ **CENTR2**	/ **CENTR3**	/
ROUTIN	/ **ADESC**	/ **ADEN**	/ **ADIR**	/ **DEFIR**	/
OUTFIS	/ **LPDATA**	/ **ORDINT**	/ **VARDEC**	/ **ALB4P**	/
ECOMES	/ **OUTFAL**	/ **GARANT**	/ **FIAB**	/ **RESIL**	/
ALB4P (2.ª versão)					

```
C       SUBROTINA SIMALE - FAZ O CONTROLE DA EXECUCAO SEQUENCIAL
C       DO MODELO DE SIMULACAO DA BACIA DO RIO MALEMA

        SUBROUTINE SIMALE (BNG)
        DIMENSION IOUT(6),DORAS(2),DORGS(2),ES(7,2),VCH(27)
     1   ,DOR(12),A(31,30),B(31),C(30),PSOL(30),DSOL(31),RW(1050),
     1   IW(89),IC(30),COST(22)
        COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1   (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
        COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
        COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),DRAM(5)
     1   ,DRGM(5)
        COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
        COMMON/CARCUS/NCA,CCAL(7,5,2),CUCEN,CUARA,CUARG,BUEN,DUEN,
     1   BUEEN,BUR,DUR,BUADI,DUADI,DUQDT,TA,NAP,FRC
        COMMON/CARCUT/CAL(7),CENTR(5),CARA(5),CARG(5),ACAL(7),
     1   ACENTR(5),ACARA(5),ACARG(5),AS
        COMMON/BENDEF/BNT,BNR(2),BNE,BNADI,BNCP,BNOIR,BNOE,BNOADI
        COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
        COMMON/FALHAS/IMFADI,IMFCP,IMFEN,IMFIR,IFADI(150),IFCP(150),
     1   IFEN(150),IFIR(50),VDADI(150),VDCP(150),VDEN(150),VDIR(50)
        COMMON/GAR/CF(4),CR(4),DL(4),P

C       LEITURA DE DADOS

50      CALL LEITUR (NAS,DOR,DORA,DORG,ENTA,EFE,HO,
     1   REMAX,EFRA,EFRG,ES,IOUT,VCH)

C       CALCULO DOS CUSTOS DAS INFRAESTRUTURAS
C       HIDRAULICAS DO SISTEMA

        CALL CUSTOS

C       IMPRESSAO DOS DADOS LIDOS E DOS VALORES CALCULADOS

        IF (IOUT(1).EQ.1) CALL CTLDAT (NAS,DOR,DORA,DORG,
     1   ENTA,EFRA,EFRG,ES)

C       INICIALIZACAO DE VALORES,
C       ABERTURA DE FICHEIROS DE RESULTADOS

        CALL INIGER (ART,DORA,DORG,DORAS,DORGS,EFE,BNG,BNOIR,
     1   BNOE,BNOADI,ADI,IOUT(2))

C       CICLO PARA TODOS OS ANOS DA SIMULACAO

        DO 20 IA=1,NAS
           MES=12*(IA-1)

C          CICLO PARA TODOS OS MESES DO ANO

           DO 25 IM=1,12
              MES=MES+1

C             INICIALIZACAO DO SEMESTRE

              IF (IM.EQ.1.OR.IM.EQ.7) CALL INISEM (IM,VALB,ES,
     1         ARAT,ARGT,DORAS,DORGS)
```

```
C            LEITURA DOS ESCOAMENTOS AFLUENTES

             READ (1,*) ESC

C            EXECUCAO DAS SUBROTINAS DE CADA ALBUFEIRA PARA
C            DETERMINACAO DAS VARIAVEIS DE DECISAO

             CALL ALB1
             CALL ALB23 (2)
             CALL ALB23 (3)
             IF (DEN.GT.O..AND.DISP(1).GT.O.) CALL CENT15 (DISP,
     1        DR5)
             IF (DR5.GT.O..AND.CAP(3).GT.O.) CALL CENTR3 (DISP,DR5,
     1        RD(3),VU(3))
             IF (DEN.GT.O..AND.DISP(2).GT.O.) CALL CENTR2 (DISP)
             CALL ALB57 (5)
             CALL ALB6
             CALL ALB57 (7)
             CALL ALB4P (IDEF)
             IF (IDEF.NE.1) GO TO 30

C       NAO HAVENDO AGUA SUFICIENTE PARA SATISFAZER TODAS AS METAS,
C       O SISTEMA PROCURA OPTIMIZAR A ATRIBUICAO DE AGUA DE FORMA A
C       MINIMIZAR A PERDA TOTAL

             TYPE 207,IA,IM
207          FORMAT (/,4X,'HA DEFICE : ANO',I3,', MES',I3,/)
             CALL LPDATA (BUEN,BUEEN,DUEN,DUR,DUADI,DUQDT,A,B,C,NN,
     1        M1,M2,NCB,IC)
             CALL ZX3LP (A,31,B,C,NN,M1,M2,FO,PSOL,DSOL,RW,IW,IER)
             IF (IER.NE.O.AND.IER.NE.70) TYPE 180,IER
180          FORMAT (/,4X,'HA'' UM ERRO NO MODELO DE PROGRAMACAO ',
     1        'LINEAR, IER = ',I3,/)
             CALL VARDEC (NN,NCB,IC,PSOL,RE,DORA(IM),DORG(IM),RADI,
     1        RCP,RD,RI)

C       'ROUTING' DE CADA ALBUFEIRA DEPOIS DE DEFINIDAS AS
C       VARIAVEIS DE DECISAO

30           CALL ROUTIN

C       CALCULO E IMPRESSAO DOS RESULTADOS FISICOS E ECONOMICOS

             IF (IOUT(2).EQ.1) CALL OUTFIS (VALB,H,RE,RI,RADI,RCP,
     1        RD,VEV,EN,DEN,EEN,DRAM,DRGM,DADI,EADI,DCP,ESC)
             IF (IOUT(4).EQ.1) CALL ECOMES (ART,DEN,EEN,IM,IOUT(3),
     1        AS,BNG,MES)
25         CONTINUE
20      CONTINUE

        BNG=BNG/NAS
        CLOSE (UNIT=1)
        IF (IOUT(2).EQ.1) CLOSE (UNIT=2)

C       IMPRESSAO DAS CARACTERISTICAS DAS FALHAS

        IF (IOUT(5).EQ.1) CALL OUTFAL (2)
        D=O.
```

```
C       VERIFICACAO DAS RESTRICOES DE GARANTIA DO SISTEMA

        IF (IOUT(6).EQ.1) CALL GARANT (D,IOUT(5),2,300)
        BNG=BNG-D
        WRITE (3,100) BNG
100     FORMAT (/,4X,'BENEFICIO LIQUIDO ANUAL MEDIO = ',F10.1,'
     1   CONTOS')
        TYPE *,BNG
        CLOSE (UNIT=3)

        RETURN
        END

C       SUBROTINA LEITUR - LE OS DADOS DOS FICHEIROS DE DADOS
C       FISICOS E HIDROLOGICOS E DOS ECONOMICOS

        SUBROUTINE LEITUR (NAS,DOR,DORA,DORG,ENTA,EFE,HO,
     1   REMAX,EFRA,EFRG,ES,IOUT,VCH)
        DIMENSION IOUT(6),ES(7,2),X(5),Y(5),DOR(12)
     1   ,DORA(12),DORG(12),HO(5),REMAX(5),VCH(27)
        COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1   (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
        COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
        COMMON/CARCUS/NCA,CCAL(7,5,2),CUCEN,CUARA,CUARG,BUEN,DUEN,
     1   BUEEN,BUR,DUR,BUADI,DUADI,DUQDT,TA,NAP,FRC
        COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
        COMMON/GAR/CF(4),CR(4),DL(4),P

C       LEITURA DE DADOS FISICOS E HIDROLOGICOS

        OPEN (UNIT=1,DEVICE='DSK',FILE='FISEXP.DAT')
        READ (1,*) NAS,VMIN,NCH
        READ (1,*) (((HVOL(I,J,L),L=1,2),J=1,NCH),I=1,7)
        READ (1,*) NCS,(((SVOL(I,J,L),L=1,2),J=1,NCS),I=1,7)
        READ (1,*) HO,DOR,EV
        READ (1,*) ADI,ADIMAX,QDT,EFE,EFRA,EFRG
        READ (1,*) ((ES(I,J),J=1,2),I=1,7)
        CLOSE (UNIT=1)
        DO 79 I=1,7
           IF (VMIN(I).LT.CAP(I)) GO TO 79
           CAP(I)=0.
           VMIN(I)=0.
79      CONTINUE
        DO 81 I=1,5
           ENT(I)=POT(I)/2.741
81      CONTINUE

C       LEITURA DOS DADOS ECONOMICOS E DA INDICACAO
C       DO TIPO DE OUTPUT

        OPEN (UNIT=1,DEVICE='DSK',FILE='ECON.DAT')
        READ (1,*) NCA,(((CCAL(I,J,L),L=1,2),J=1,NCA),I=1,7)
        READ (1,*) CUCEN,CUARA,CUARG,BUEN,DUEN,BUEEN,BUR,DUR,BUADI,
     1   DUADI,DUQDT,TA,NAP,IOUT
        IF (IOUT(6).NE.1) GO TO 50
        READ (1,*) CF,CR,DL,P
50      CLOSE (UNIT=1)
        ENTA=0.
```

```
      DO 10 I=1,5
         ENTA=ENTA+ENT(I)
10    CONTINUE
      ENTA=ENTA*12.
      A=(1.+TA)**NAP
      FRC=(A*TA)/(A-1.)
      DO 20 I=1,5
         J=I
         IF (I.EQ.5) J=1
         DO 25 L=1,NCH
            X(L)=HVOL(J,L,1)
            Y(L)=HVOL(J,L,2)
25       CONTINUE
         CALL INTERP (NCH,X,Y,CAP(J),H)
         IF (I.EQ.4) H=0.
         H=H+HO(I)
         REMAX(I)=268.*POT(I)/(EFE*H)
20    CONTINUE
      DO 30 I=1,12
         DORA(I)=DOR(I)/EFRA
         DORG(I)=DOR(I)/EFRG
30    CONTINUE
      CT=0.
      DO 35 I=1,7
         VU(I)=CAP(I)-VMIN(I)
         CT=CT+VU(I)
35    CONTINUE

      RETURN
      END

C     SUBROTINA CUSTOS - DETERMINA OS CUSTOS DAS INFRAESTRUTURAS
C     HIDRAULICAS - ALBUFEIRAS, CENTRAIS, AREAS DE REGA - E AS
C     CORRESPONDENTES ANUIDADES

      SUBROUTINE CUSTOS
      DIMENSION X(5),Y(5)
      COMMON/CARCUS/NCA,CCAL(7,5,2),CUCEN,CUARA,CUARG,BUEN,DUEN,
     1 BUEEN,BUR,DUR,BUADI,DUADI,DUQDT,TA,NAP,FRC
      COMMON/CARCUT/CAL(7),CENTR(5),CARA(5),CARG(5),ACAL(7),
     1 ACENTR(5),ACARA(5),ACARG(5),AS
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)

C     CALCULO DOS CUSTOS DAS BARRAGENS E DAS RESPECTIVAS ANUIDADES

      AS=0.
      DO 10 I=1,7
         X1=CAP(I)
         DO 15 J=1,NCA
            X(J)=CCAL(I,J,1)
            Y(J)=CCAL(I,J,2)
15       CONTINUE
         CALL INTERP (5,X,Y,X1,CAL(I))
         ACAL(I)=CAL(I)*FRC
         AS=AS+ACAL(I)
10    CONTINUE

C     CALCULO DOS CUSTOS DAS CENTRAIS E DAS AREAS DE REGA
C     E RESPECTIVAS ANUIDADES
```

```
      DO 20 I=1,5
         CENTR(I)=CUCEN*POT(I)
         ACENTR(I)=CENTR(I)*FRC
         CARA(I)=CUARA*ARA(I)*0.001
         ACARA(I)=CARA(I)*FRC
         CARG(I)=CUARG*ARG(I)*0.001
         ACARG(I)=CARG(I)*FRC
         AS=AS+ACENTR(I)+ACARA(I)+ACARG(I)
 20   CONTINUE
      AS=1000.*AS

      RETURN
      END

C     SUBROTINA CTLDAT - IMPRIME OS VALORES LIDOS E CALCULADOS

      SUBROUTINE CTLDAT (NAS,DOR,DORA,DORG,ENTA,EFRA,EFRG,ES)
      DIMENSION DORA(12),DORG(12),ES(7,2),DOR(12)
      COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1 (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
      COMMON/CARCUS/NCA,CCAL(7,5,2),CUCEN,CUARA,CUARG,BUEN,DUEN,
     1 BUEEN,BUR,DUR,BUADI,DUADI,DUQDT,TA,NAP,FRC
      COMMON/CARCUT/CAL(7),CENTR(5),CARA(5),CARG(5),ACAL(7),
     1 ACENTR(5),ACARA(5),ACARG(5),AS
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      OPEN (UNIT=1,DEVICE='DSK',FILE='CNTRL.DAT')
      WRITE (1,100) NAS
100   FORMAT ('1',//,4X,'N. DE ANOS DE SIMULACAO =',I3,//)
      WRITE (1,110) CAP,VMIN,VU,POT,HO,REMAX
110   FORMAT (/,4X,'CAPACIDADES DAS ALBUFEIRAS (HM3)',/,4X,7F6.1
     1 ,//,4X,'VOLUMES MORTOS DAS ALBUFEIRAS (HM3)',/,4X,7F6.1,//,
     1 4X,'VOLUMES UTEIS DAS ALBUFEIRAS (HM3)',/,4X,7F6.1,///,
     1 4X,'POTENCIAS INSTALADAS NAS CENTRAIS (MW)',/,4X,5F6.1,//,
     1 4X,'ALTURAS DE QUEDA NAS CENTRAIS (M)',/,4X,5F6.1,//,
     1 4X,'MAXIMOS VOLUMES MENSAIS TURBINAVEIS (HM3)',/,4X,5F6.1,/)
      WRITE (1,115) ARA,ARG
115   FORMAT (/,4X,'AREAS DE REGA POR ASPERSAO (HA)',/,4X,5F8.1,//
     1 ,4X,'AREAS DE REGA POR GRAVIDADE (HA)',/,4X,5F8.1)
      WRITE (1,120) DOR,DORA,DORG,EV,(ENT(I),I=1,5),ENTA
120   FORMAT (/,4X,'DOTACOES MENSAIS LIQUIDAS DE REGA (M3/HA)',/,
     1 4X,12F7.1,//,
     1 4X,'DOTACOES MENSAIS DE REGA POR ASPERSAO (M3/HA)',/,
     1 4X,12F7.1,//,
     1 4X,'DOTACOES MENSAIS DE REGA POR GRAVIDADE (M3/HA)',/,4X,
     1 12F7.1,//,4X,'EVAPORACAO MENSAL (MM)',/,4X,12F6.1,///,
     1 4X,'METAS MENSAIS DE PRODUCAO DE ENERGIA (GWH)',/,5F8.1,
     1 //,4X,'META ANUAL DE PRODUCAO TOTAL DE ENERGIA (GWH)',/,4X,
     1 F10.1,/)
      WRITE (1,130) ADI,ADIMAX,QDT
130   FORMAT (/,4X,'META MENSAL DO ABASTECIMENTO DOMESTICO E INDUS
     1 TRIAL (HM3) =',F6.2,//,
     1 4X,'VALOR MAXIMO MENSAL DO ABASTECIMENTO DOMESTICO E
     1 INDUSTRIAL (HM3) =',F6.2,//,
     1 4X,'META MENSAL DO CAUDAL DE DILUICAO (HM3) =',F6.2,/)
      WRITE (1,131) EFE,EFRA,EFRG,ES
131   FORMAT (/,
```

```
     1   4X,'EFICIENCIA GLOBAL DE PRODUCAO DE ENERGIA =',F6.2,//,
     1   4X,'EFICIENCIA GLOBAL DA REGA POR ASPERSAO =',F6.2,//,
     1   4X,'EFICIENCIA GLOBAL DA REGA POR GRAVIDADE =',F6.2,///,
     1   4X,'ESCOAMENTOS SEMESTRAIS MEDIOS AFLUENTES AS ALBUFEIRAS:
     1   ',/,2(4X,7F7.1,/))
        WRITE (1,135)
135     FORMAT (/,4X,'CURVAS H=F(VOL) DE CADA ALBUFEIRA',//)
        DO 20 I=1,7
          WRITE (1,136) (HVOL(I,J,1),J=1,NCH),(HVOL(I,J,2),J=1,NCH)
136       FORMAT (4X,'VOLUME (HM3) ',5F7.1,/,
     1   4X,'ALTURA (M)   ',5F7.1,/)
20      CONTINUE
        WRITE (1,137)
137     FORMAT (/,4X,'CURVAS S=F(VOL) DE CADA ALBUFEIRA',//)
        DO 30 I=1,7
          WRITE (1,138) (SVOL(I,J,1),J=1,NCS),(SVOL(I,J,2),J=1,NCS)
138       FORMAT (4X,'VOLUME (HM3)      ',5F7.1,/,
     1   4X,'SUPERFICIE (KM2) ',5F7.1,/)
30      CONTINUE
        WRITE (1,140)
140     FORMAT (/,4X,'CURVAS DE CUSTOS DE CADA ALBUFEIRA',//)
        DO 10 I=1,7
          WRITE (1,150) (CCAL(I,J,1),J=1,NCA),(CCAL(I,J,2),J=1,NCA)
150       FORMAT (4X,'CAPACIDADE (HM3) ',5F7.1,/,
     1     4X,'CUSTO (10**6 MT) ',5F7.1,/)
10      CONTINUE
        WRITE (1,160) CUCEN,CUARA,CUARG
160     FORMAT (/,4X,'CUSTO UNITARIO DAS CENTRAIS (10**6 MT/MW) ='
     1   F5.1,//,4X,'CUSTO UNITARIO DAS AREAS DE REGA POR ASPERSAO
     1   (1000 MT/HA) =',F5.1,//,4X,'CUSTO UNITARIO DAS AREAS DE
     1   REGA POR GRAVIDADE (1000 MT/HA) =',F5.1,/)
        WRITE (1,170) BUEN,DUEN,BUEEN,BUR,DUR
170     FORMAT (/,4X,'BENEFICIO UNITARIO DA ENERGIA (1000 MT/GWH) =
     1   ',F6.1,//,4X,'PERDA UNITARIA POR DEFICE DE ENERGIA (1000 MT
     1   /GWH) =',F6.1,//,4X,'GANHO UNITARIO POR EXCESSO DE ENERGIA
     1   (1000 MT/GWH) =',F6.1,//,4X,'BENEFICIO UNITARIO DA REGA
     1   (1000 MT/HA) =',F6.1,//,4X,'PERDA UNITARIA POR DEFICE DE
     1   REGA (1000 MT/HA) =',F6.1,/)
        WRITE (1,175) BUADI,DUADI,DUQDT
175     FORMAT (4X,'BENEFICIO UNITARIO DO ABASTECIMENTO DOMESTICO E
     1   INDUSTRIAL (1000 MT/HM3) =',F8.1,//,4X,'PERDA UNITARIA POR
     1   DEFICE NO ABASTECIMENTO DOMESTICO E INDUSTRIAL (1000 MT/HM3
     1   ) =',F8.1,//,4X,'PERDA UNITARIA POR DEFICE NO CAUDAL DE
     1   DILUICAO (1000 MT/HM3) =',F8.1,//)
        WRITE (1,180) CAL,CENTR,CARA,CARG
180     FORMAT (/,4X,'CUSTOS DAS ALBUFEIRAS (10**6 MT)',/,4X,7F7.1,
     1   //,4X,'CUSTOS DAS CENTRAIS (10**6 MT)',/,4X,5F7.1,//,
     1   4X,'CUSTOS DAS AREAS DE REGA POR ASPERSAO (10**6 MT)',/,4X,
     1   5F7.1,//,4X,'CUSTOS DAS AREAS DE REGA POR GRAVIDADE (10**6
     1   MT)',/,4X,5F7.1,/)
        WRITE (1,190) TA,NAP,FRC
190     FORMAT (/,4X,'TAXA DE ACTUALIZACAO =',F6.4,//,
     1   4X,'PERIODO (ANOS) PARA RECUPERACAO DO INVESTIMENTO =',I4,
     1   //,4X,'FACTOR DE RECUPERACAO DO CAPITAL =',F6.4,/)
        WRITE (1,200) ACAL,ACENTR,ACARA,ACARG
200     FORMAT (/,4X,'ANUIDADES DAS ALBUFEIRAS (10**6 MT)',/,4X,
     1   7F7.1,//,4X,'ANUIDADES DAS CENTRAIS (10**6 MT)',/,4X,5F7.1,
     1   //,4X,'ANUIDADES DAS AREAS DE REGA POR ASPERSAO (10**6 MT)'
     1   ,/,4X,5F7.1,//,4X,'ANUIDADES DAS AREAS DE REGA POR
```

```
     1   GRAVIDADE (10**6MT)',/,/4X,5F7.1,//)
        CLOSE (UNIT=1)

        RETURN
        END

C       SUBROTINA INIGER - INICIALIZA VALORES PARA A SIMULACAO E
C       ABRE OS FICHEIROS DE DADOS (ESCOAMENTOS) E DE RESULTADOS

        SUBROUTINE INIGER (ART,DORA,DORG,DORAS,DORGS,
     1   EFE,BNG,BNOIR,BNOE,BNOADI,ADI,IOUT)
        DIMENSION DORA(12),DORG(12),DORAS(2),DORGS(2)
        COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1   (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
        COMMON/CARCUS/NCA,CCAL(7,5,2),CUCEN,CUARA,CUARG,BUEN,DUEN,
     1   BUEEN,BUR,DUR,BUADI,DUADI,DUQDT,TA,NAP,FRC
        COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
        COMMON/FALHAS/IMFADI,IMFCP,IMFEN,IMFIR,IFADI(150),
     1   IFCP(150),IFEN(150),IFIR(50),VDADI(150),VDCP(150),
     1   VDEN(150),VDIR(50)

C       ABERTURA DE FICHEIROS DE DADOS (ESCOAMENTOS) E DE RESULTADOS

        OPEN (UNIT=1,DEVICE='DSK',FILE='ESC9.DAT')
        IF (IOUT.EQ.1) OPEN (UNIT=2,DEVICE='DSK',FILE='FISHID.RES')
        OPEN (UNIT=3,DEVICE='DSK',FILE='ECON.RES')
C
C       INICIALIZACAO DE VALORES
C
        DO 30 I=1,7
           VALB(I)=0.5*VU(I)+VMIN(I)
30      CONTINUE
        DO 35 I=1,12
           DORA(I)=DORA(I)*1.E-6
           DORG(I)=DORG(I)*1.E-6
35      CONTINUE
        DO 40 I=1,2
           DORAS(I)=0.
           DORGS(I)=0.
           DO 45 J=1,6
              L=6*(I-1)+J
              DORAS(I)=DORAS(I)+DORA(L)
              DORGS(I)=DORGS(I)+DORG(L)
45         CONTINUE
40       CONTINUE
        EFE=2.722E-3*EFE
        DO 60 I=1,12
           EV(I)=0.001*EV(I)
60      CONTINUE
        BNG=0.
        BNOIR=0.
        BNOE=0.
        ART=0.
        DO 70 I=1,5
           ART=ART+ARA(I)+ARG(I)
           BNOIR=BNOIR+BUR*(ARA(I)+ARG(I))
           BNOE=BNOE+BUEN*ENT(I)
70      CONTINUE
        BNOADI=BUADI*ADI
```

```
      IMFADI=0
      IMFCP=0
      IMFEN=0
      IMFIR=0
      DO 10 I=1,150
         IFADI(I)=0
         IFCP(I)=0
         IFEN(I)=0
         VDADI(I)=0.
         VDCP(I)=0.
         VDEN(I)=0.
10    CONTINUE
      DO 20 I=1,50
         IFIR(I)=0
         VDIR(I)=0.
20    CONTINUE

      RETURN
      END

C     SUBROTINA INISEM - INICIALIZA VALORES ECONOMICOS ANUAIS
C     E SEMESTRAIS E VERIFICA SE HA NECESSIDADE DE REDUZIR AS
C     AREAS DE REGA

      SUBROUTINE INISEM (IM,VALB,ES,ARAT,ARGT,DORAS,DORGS)
      DIMENSION VALB(7),ARAT(5),ARGT(5),DORAS(2),DORGS
     1 (2),ES(7,2),F(5),BNR(2)
      COMMON/BENDEF/BNT,BNR,BNE,BNADI,BNCP
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      AD(I)=ES(I,IS)+VALB(I)
      AN(I)=(DORAS(IS)*ARA(I)+DORGS(IS)*ARG(I))
      IF (IM.EQ.1) IS=1
      IF (IM.EQ.7) IS=2
      DO 5 I=1,5
         F(I)=1.
5     CONTINUE
      IF (IM.EQ.7) GO TO 10
      BNT=0.
      BNE=0.
      BNADI=0.
      BNCP=0.
      BNR(1)=0.
10    IF (AN(1)+AN(2).GT.0.) F(1)=(AD(5)+AD(6))/(AN(1)+AN(2))
      F(2)=F(1)
      F(3)=(AD(1)+AD(2)+AD(3)+AD(4))*0.7
      IF (F(2).GT.1.) F(3)=F(3)+AD(5)+AD(6)-AN(1)-AN(2)
      IF (AN(3)+AN(4).GT.0.) F(3)=F(3)/(AN(3)+AN(4))
      IF (AN(3)+AN(4).EQ.0.) F(3)=1.
      F(4)=F(3)
      IF (AN(5).GT.0.) F(5)=AD(7)/AN(5)
      BNR(2)=0.
50    DO 20 I=1,5
         IF (F(I).GT.1.) F(I)=1.
         ARAT(I)=ARA(I)*F(I)
         ARGT(I)=ARG(I)*F(I)
20    CONTINUE

      RETURN
      END
```

```
C       SUBROTINA INTERP - EFECTUA INTERPOLACOES LINEARES

        SUBROUTINE INTERP (N,X,Y,X1,Y1)
        DIMENSION X(1),Y(1)
        IF (X1.LT.X(1).OR.X1.GT.X(N)) GO TO 20
        DO 10 I=1,N-1
           IF (X1.GE.X(I).AND.X1.LE.X(I+1)) GO TO 15
10      CONTINUE
15      Y1=Y(I)+(Y(I+1)-Y(I))*(X1-X(I))/(X(I+1)-X(I))
        RETURN
20      IF (X1.LT.X(1)) Y1=Y(1)
        IF (X1.GT.X(N)) Y1=Y(N)

        RETURN
        END

C       SUBROTINA ALB1 - EXECUTA A 1. FASE DA OPERACAO DA ALBUFEIRA
C       1: DETERMINACAO DAS DESCARGAS PARA SATISFACAO DAS METAS DE
C       ENERGIA E AVALIACAO DA DISPONIBILIDADE DE AGUA PARA UTILIZA-
C       CAO A JUSANTE

        SUBROUTINE ALB1
        DIMENSION X(5),Y(5)
        COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1   (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
        COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
        COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
        DEN=0.
        EEN=0.
        RD(1)=0.
        IF (CAP(1).NE.0.) GO TO 7

C       CASO DE NAO EXISTIR ALBUFEIRA

        RE(1)=0.
        RE(5)=0.
        VEV(1)=0.
        RD(1)=ESC(1)
        DISP(1)=0.
        RETURN

C       DETERMINACAO DO VOLUME DE EVAPORACAO E DAS DESCARGAS PARA
C       SATISFAZER AS METAS DE ENERGIA

7       DO 10 I=1,NCH
           X(I)=HVOL(1,I,1)
           Y(I)=HVOL(1,I,2)
10      CONTINUE
        CALL INTERP (NCH,X,Y,VALB(1),H(1))
        H1=HO(1)+H(1)
        H5=HO(5)+H(1)
        DO 11 I=1,NCS
           X(I)=SVOL(1,I,1)
           Y(I)=SVOL(1,I,2)
11      CONTINUE
        CALL INTERP (NCS,X,Y,VALB(1),S1)
        VN=VALB(1)+ESC(1)
        RE(1)=ENT(1)/(EFE*H1)
```

```
      RE(5)=ENT(5)/(EFE*H5)
      VN=VN-RE(1)-RE(5)
      CALL INTERP (NCS,X,Y,VN,SN)
      SMED=0.5*(S1+SN)
      VEV(1)=SMED*EV(IM)
      IF (VEV(1).GT.VALB(1)+ESC(1)-VMIN(1)) VEV(1)=VALB(1)+ESC(1)-
     1 VMIN(1)
      VN=VN-VEV(1)

C     SE NAO HA AGUA SUFICIENTE, CALCULA O DEFICE DE ENERGIA

      IF (VN.GE.VMIN(1)) GO TO 15
      DISP(1)=0.
      DEF=VMIN(1)-VN
      IF (DEF.GT.RE(5)) GO TO 20
      DEN=EFE*DEF*H5
      RE(5)=RE(5)-DEF
      RETURN
20    DEF=DEF-RE(5)
      RE(5)=0.
      IF (DEF.GT.RE(1)) DEF=RE(1)
      RE(1)=RE(1)-DEF
      DEN=EFE*DEF*H1+ENT(5)
      RETURN
15    IF (VN.LE.CAP(1)) GO TO 30
      EX=VN-CAP(1)
      DR1=REMAX(1)-RE(1)
      IF (EX.LE.DR1) DR1=EX
      EEN=EFE*DR1*H1
      RE(1)=RE(1)+DR1
      VN=VN-DR1
      EX=EX-DR1
      IF (EX.LE.0.) GO TO 30
      DR5=REMAX(5)-RE(5)
      IF (EX.LE.DR5) DR5=EX
      EEN=EEN+EFE*DR5*H5
      RE(5)=RE(5)+DR5
      VN=VN-DR5
      IF (VN.GT.CAP(1)) RD(1)=VN-CAP(1)
30    DISP(1)=VN-VMIN(1)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA ALB23 - EXECUTA A 1. FASE DE OPERACAO DA ALBUFEIRA
C     2 OU 3: DETERMINACAO DA DESCARGA PARA SATISFACAO DA META DE
C     ENERGIA E AVALIACAO DA DISPONIBILIDADE DE AGUA PARA UTILIZA-
C     CAO A JUSANTE

      SUBROUTINE ALB23 (K)
      DIMENSION X(5),Y(5)
      COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1 (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)

      RD(K)=0.
      IF (CAP(K).NE.0.) GO TO 7
```

```
C       CASO DE NAO EXISTIR ALBUFEIRA

        RE(K)=0.
        VEV(K)=0.
        RD(K)=ESC(K)
        IF (K.EQ.3) RD(K)=RD(K)+RD(1)+RE(5)
        DISP(K)=0.
        RETURN

C       DETERMINACAO DO VOLUME DE EVAPORACAO E DA DESCARGA PARA
C       SATISFAZER A META DE ENERGIA

7       DO 10 I=1,NCH
           X(I)=HVOL(K,I,1)
           Y(I)=HVOL(K,I,2)
10      CONTINUE
        CALL INTERP (NCH,X,Y,VALB(K),H(K))
        HK=HO(K)+H(K)
        DO 11 I=1,NCS
           X(I)=SVOL(K,I,1)
           Y(I)=SVOL(K,I,2)
11      CONTINUE
        CALL INTERP (NCS,X,Y,VALB(K),S1)
        VN=VALB(K)+ESC(K)
        IF (K.EQ.3) VN=VN+RE(5)+RD(1)
        IF (EEN.LE.ENT(K)) GO TO 50
        RE(K)=0.
        EEN=EEN-ENT(K)
        GO TO 51
50      RE(K)=(ENT(K)+DEN-EEN)/(EFE*HK)
        EEN=0.
51      DEN=0.
        IF (RE(K).LE.REMAX(K)) GO TO 13
        DREN=(RE(K)-REMAX(K))*EFE*HK
        EEN=EEN-DREN
        IF (EEN.LT.0.) DEN=-EEN
        EEN=EEN+DEN
        RE(K)=REMAX(K)
13      VN=VN-RE(K)
        CALL INTERP (NCS,X,Y,VN,SN)
        SMED=0.5*(S1+SN)
        VEV(K)=SMED*EV(IM)
        IF (VEV(K).GT.VALB(K)+ESC(K)-VMIN(K)) VEV(K)=VALB(K)+ESC(K)-
     1  VMIN(K)
        VN=VN-VEV(K)
        IF (VN.GE.VMIN(K)) GO TO 15

C       SE NAO HA AGUA SUFICIENTE, CALCULA O DEFICE DE ENERGIA

        DEF=VMIN(K)-VN
        RE(K)=RE(K)-DEF
        IF (RE(K).LT.0.) RE(K)=0.
        DEN=EFE*DEF*HK+DEN
        VN=VMIN(K)
15      IF (VN.LE.CAP(K)) GO TO 20
        EX=VN-CAP(K)
        DR=REMAX(K)-RE(K)
        IF (EX.LE.DR) DR=EX
        EEN=EEN+EFE*DR*HK
```

```
      RE(K)=RE(K)+DR
      VN=VN-DR
      IF (VN.GT.CAP(K)) RD(K)=VN-CAP(K)
20    VN=VN-RD(K)
      DISP(K)=VN-VMIN(K)
      IF (EEN.GE.DEN) GO TO 30
      DEN=DEN-EEN
      EEN=0.
      RETURN
30    EEN=EEN-DEN
      DEN=0.

      RETURN
      END

C     SUBROTINA DISTRB - DETERMINA AS DESCARGAS DUM CONJUNTO DE
C     ALBUFEIRAS DE FORMA A SOMAREM UM CERTO VALOR E OS VOLUMES
C     FINAIS ARMAZENADOS SEREM PROPORCIONAIS AOS RESPECTIVOS
C     VOLUMES UTEIS

      SUBROUTINE DISTRB (D,VD,V,VU,DISP,N)
      DIMENSION V(7),VU(7),DISP(7)
      DT=D
      VT=VD
5     IF (VT.EQ.0..OR.D.EQ.0.) RETURN
      ALFA=DT/VT
      DER=0.
      DC=0.
      VA=0.
      DO 10 I=1,N
         V(I)=ALFA*VU(I)
         IF (V(I).LE.DISP(I)) GO TO 15
         V(I)=DISP(I)
         DER=DER+DISP(I)
         DC=DC+VU(I)
15       VA=VA+V(I)
10    CONTINUE
      IF (ABS(1.-VA/D).LT.0.0005) RETURN
      DT=D-DER
      VT=VD-DC
      GO TO 5

      RETURN
      END

C     SUBROTINA ALB57 - EXECUTA A 1. FASE DA OPERACAO DA ALBUFEIRA
C     5 OU 7: DETERMINACAO DA DESCARGA PARA SATISFACAO DA META DE
C     IRRIGACAO E AVALIACAO DA DISPONIBILIDADE DE AGUA PARA UTILI-
C     ZACAO A JUSANTE

      SUBROUTINE ALB57 (K)
      DIMENSION X(5),Y(5)
      COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1 (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
      COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),DRAM(5)
     1 ,DRGM(5)
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      IF (K.EQ.5) L=1
      IF (K.EQ.7) L=5
```

```
      DF1=0.
      DF2=0.
      RD(K)=0.
      DRAM(L)=ARAT(L)
      DRGM(L)=ARGT(L)
      IF (CAP(K).NE.0.) GO TO 7

C     CASO DE NAO EXISTIR ALBUFEIRA

      RI(L)=0.
      VEV(K)=0.
      RD(K)=ESC(K)
      DISP(K)=0.
      RETURN

C     DETERMINACAO DO VOLUME DE EVAPORACAO E DA DESCARGA PARA
C     SATISFAZER A META DA IRRIGACAO

7     DO 10 I=1,NCS
         X(I)=SVOL(K,I,1)
         Y(I)=SVOL(K,I,2)
10    CONTINUE
      CALL INTERP (NCS,X,Y,VALB(K),S1)
      VN=VALB(K)+ESC(K)
      RNA=ARAT(L)*DORA(IM)
      RNG=ARGT(L)*DORG(IM)
      VN=VN-RNA-RNG
      CALL INTERP (NCS,X,Y,VN,SN)
      SMED=0.5*(S1+SN)
      VEV(K)=SMED*EV(IM)
      IF (VEV(K).GT.VALB(K)+ESC(K)-VMIN(K)) VEV(K)=VALB(K)+ESC(K)-
     1 VMIN(K)
      VN=VN-VEV(K)
      IF (VN.GE.VMIN(K)) GO TO 15

C     SE NAO HA AGUA SUFICIENTE CALCULA O DEFICE DE IRRIGACAO

      DF=VMIN(K)-VN
      VN=VMIN(K)
      IF (DF.GT.RNG) GO TO 20
      DF2=DF
      GO TO 15
20    DF2=RNG
      DF1=DF-RNG
      IF (DF1.GT.RNA) DF1=RNA
      IF (RNA.EQ.0.) DRAM(L)=ARAT(L)
      IF (RNG.EQ.0.) DRGM(L)=ARGT(L)
15    IF (RNA.NE.0.) DRAM(L)=DF1*ARAT(L)/RNA
      IF (RNG.NE.0.) DRGM(L)=DF2*ARGT(L)/RNG
      RI(L)=RNA+RNG-DF1-DF2
      IF (VN.GT.CAP(K)) RD(K)=VN-CAP(K)
      VN=VN-RD(K)
      DISP(K)=VN-VMIN(K)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA ALB6 - EXECUTA A 1. FASE DA OPERACAO DA ALBUFEIRA
C     6: DETERMINACAO DAS DESCARGAS PARA SATISFACAO DAS NETAS DE
```

```
C       IRRIGACAO E AVALIACAO DA DISPONIBILIDADE DE AGUA PARA UTILI-
C       ZACAO A JUSANTE

        SUBROUTINE ALB6
        DIMENSION X(5),Y(5)
        COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1   (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
        COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),DRAM(5)
     1   ,DRGM(5)
        COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
        DF=0.
        RD(6)=0.
        RI(2)=0.
        RI(6)=0.
        RI(7)=0.
        DRAM(2)=ARAT(2)
        DRGM(2)=ARGT(2)
        DRAM(3)=ARAT(3)
        DRGM(3)=ARGT(3)
        IF (CAP(6).NE.0.) GO TO 7

C       CASO DE NAO EXISTIR ALBUFEIRA

        VEV(6)=0.
        RD(6)=ESC(6)+RD(5)
        DISP(6)=0.
        RETURN

C       DETERMINACAO DO VOLUME DE EVAPORACAO E DAS DESCARGAS
C       NECESSARIAS PARA SATISFACAO DAS METAS DE IRRIGACAO

7       DO 10 I=1,NCS
           X(I)=SVOL(6,I,1)
           Y(I)=SVOL(6,I,2)
10      CONTINUE
        CALL INTERP (NCS,X,Y,VALB(6),S1)
        VN=VALB(6)+ESC(6)+RD(5)
        R2A=ARAT(2)*DORA(IM)
        R2G=ARGT(2)*DORG(IM)
        R3A=ARAT(3)*DORA(IM)
        R3G=ARGT(3)*DORG(IM)
        R6A=DRAM(1)*DORA(IM)
        R6G=DRGM(1)*DORG(IM)
        R1G=(ARGT(1)-DRGM(1))*DORG(IM)
        VI=VN-R2A-R2G-R6A-R6G
        IF (VI.LT.VMIN(6)) VI=VMIN(6)
        CALL INTERP (NCS,X,Y,VI,SN)
        SMED=0.5*(S1+SN)
        VEV(6)=SMED*EV(IM)
        IF (VEV(6).GT.VN-VMIN(6)) VEV(6)=VN-VMIN(6)
        VN=VN-VEV(6)
        DISP(6)=VN-VMIN(6)

C       DESCARGAS PARA IRRIGACAO NOS BLOCOS 1 E 2 - ASPERSAO
C       E GRAVIDADE

        IF (DISP(6).GE.R6A) GO TO 20
        RI(6)=DISP(6)
        DISP(6)=0.
```

```
      RETURN
20    RI(6)=R6A
      DISP(6)=DISP(6)-R6A
      IF (DISP(6).GE.R2A) GO TO 25
      IF ((DISP(6)+DISP(5)).GE.R2A) GO TO 26
      IF ((DISP(6)+DISP(5)+R1G).GE.R2A) GO TO 27
      D1=R1G
      RI(2)=DISP(6)+D1+DISP(5)
      GO TO 28
27    D1=R2A-DISP(6)-DISP(5)
      RI(2)=R2A
28    RI(1)=RI(1)-D1
      RD(5)=RD(5)+DISP(5)+D1
      DISP(5)=0.
      DISP(6)=0.
      RETURN
26    D1=R2A-DISP(6)
      DISP(5)=DISP(5)-D1
      RD(5)=RD(5)+D1
      DISP(6)=0.
      GO TO 30
25    DISP(6)=DISP(6)-R2A
30    IF (DISP(6).GE.R6G) GO TO 35
      D1=R6G-DISP(6)
      RI(6)=R6A+R6G-D1
      RI(2)=R2A
      DISP(6)=0.
      RETURN
35    RI(6)=R6A+R6G
      DISP(6)=DISP(6)-R6G
      IF (DISP(6).GE.R2G) GO TO 40
      IF ((DISP(6)+DISP(5)).GE.R2G) GO TO 45
      D1=R2G-DISP(6)-DISP(5)
      RI(2)=R2A+R2G-D1
      RD(5)=RD(5)+DISP(5)
      DISP(5)=0.
      DISP(6)=0.
      RETURN
45    D1=R2G-DISP(6)
      DISP(5)=DISP(5)-D1
      RD(5)=RD(5)+D1
      RI(2)=R2A+R2G
      DISP(6)=0.
      RETURN
40    RI(2)=R2A+R2G
      DISP(6)=DISP(6)-R2G
      IF (DISP(6).LE.VU(6)) RETURN
      D1=DISP(6)-VU(6)
      DISP(6)=VU(6)

C     CONTRIBUICAO PARA A IRRIGACAO DO BLOCO 3

      IF (D1.GE.R3A) GO TO 50
      DRAM(3)=(R3A-D1)/DORA(IM)
      RI(7)=D1
      RETURN
50    DRAM(3)=0.
      D1=D1-R3A
      IF (D1.GE.R3G) GO TO 55
```

```
      DRGM(3)=(R3G-D1)/DORG(IM)
      RI(7)=R3A+D1
      RETURN
55    DRGM(3)=0.
      RI(7)=R3A+R3G
      D1=D1-R3G
      RD(6)=D1

      RETURN
      END

C     SUBROTINA CENT15 - TENTA COMPENSAR DEFICES DE ENERGIA NAS
C     OUTRAS CENTRAIS PRODUZINDO ENERGIA ADICIONAL NAS CENTRAIS
C     1 E 5

      SUBROUTINE CENT15 (DISP,DR5)
      DIMENSION DISP(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      DR5=0.
      DR1=REMAX(1)-RE(1)
      IF (DR1.GT.DISP(1)) DR1=DISP(1)
      EEN1=EFE*DR1*(HO(1)+H(1))
      IF (EEN1.LE.DEN) GO TO 10
      DR1=DR1*DEN/EEN1
      DEN=0.
      RE(1)=RE(1)+DR1
      DISP(1)=DISP(1)-DR1
      RETURN
10    DEN=DEN-EEN1
      RE(1)=RE(1)+DR1
      DISP(1)=DISP(1)-DR1
      IF (DISP(1).EQ.0.) RETURN
      DR5=REMAX(5)-RE(5)
      IF (DR5.GT.DISP(1)) DR5=DISP(1)
      EEN5=EFE*DR5*(HO(5)+H(1))
      IF (EEN5.LE.DEN) GO TO 20
      DR5=DR5*DEN/EEN5
      DEN=0.
      RE(5)=RE(5)+DR5
      DISP(1)=DISP(1)-DR5
      RETURN
20    DEN=DEN-EEN5
      RE(5)=RE(5)+DR5
      DISP(1)=DISP(1)-DR5

      RETURN
      END

C     SUBROTINA CENTR2 - TENTA COMPENSAR DEFICES DE ENERGIA NAS
C     OUTRAS CENTRAIS PRODUZINDO ENERGIA ADICIONAL NA CENTRAL 2

      SUBROUTINE CENTR2 (DISP)
      DIMENSION DISP(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      DR2=REMAX(2)-RE(2)
      IF (DR2.GT.DISP(2)) DR2=DISP(2)
      EEN2=EFE*DR2*(HO(2)+H(2))
```

```
      IF (EEN2.LE.DEN) GO TO 10
      DR2=DR2*DEN/EEN2
      EEN2=DEN
 10   DEN=DEN-EEN2
      RE(2)=RE(2)+DR2
      DISP(2)=DISP(2)-DR2

      RETURN
      END

C     SUBROTINA CENTR3 - DETERMINA A ENERGIA ADICIONAL
C     PRODUZIDA NA CENTRAL 3 APROVEITANDO DESCARGAS ADICIONAIS
C     DA ALBUFEIRA 1

      SUBROUTINE CENTR3 (DISP,DR5,RD,VU)
      DIMENSION DISP(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      DR3=REMAX(3)-RE(3)
      H3=HO(3)+H(3)
      DISP(3)=DISP(3)+DR5
      IF (DISP(3).LE.VU) GO TO 40
      EX=DISP(3)-VU
      DISP(3)=VU
      IF (EX.GT.DR3) GO TO 50
      DR3=DR3-EX
      RE(3)=RE(3)+EX
      GO TO 55
 50   RD=RD+EX-DR3
      EX=DR3
 55   EEN3=EFE*EX*H3
      IF (EEN3.GE.DEN) GO TO 60
      DEN=DEN-EEN3
      EEN3=0.
      GO TO 40
 60   EEN3=EEN3-DEN
      DEN=0.
      EEN=EEN+EEN3
 40   IF (DR3.GT.DISP(3)) DR3=DISP(3)
      EEN3=EFE*DR3*H3
      IF (EEN3.LE.DEN) GO TO 70
      DR3=DR3*DEN/EEN3
      EEN3=DEN
 70   DEN=DEN-EEN3
      DISP(3)=DISP(3)-DR3
      RE(3)=RE(3)+DR3
 20   IF (EEN.GE.DEN) GO TO 30
      DEN=DEN-EEN
      EEN=0.
      RETURN
 30   EEN=EEN-DEN
      DEN=0.

      RETURN
      END

C     SUBROTINA ROUTIN - FAZ O 'ROUTING' DAS ALBUFEIRAS
C     DEPOIS DE DEFINIDAS TODAS AS DESCARGAS NA 1. FASE DA
C     OPERACAO DO SISTEMA
```

```
      SUBROUTINE ROUTIN
      COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1 (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),DRAM(5)
     1 ,DRGM(5)
      COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)

C     'ROUTING' DA ALBUFEIRA 1

      VALB(1)=VALB(1)+ESC(1)-VEV(1)-RE(1)-RE(5)-RD(1)
      IF (VALB(1).GT.CAP(1)) CALL ADESC (CAP(1),VALB(1),RD(1))
      EN(1)=EFE*RE(1)*(HO(1)+H(1))
      IF (RD(1).GT.0..AND.RE(5).LT.REMAX(5)) CALL ADEN (REMAX(5)
     1 ,RE(5),RD(1))
      EN(5)=EFE*RE(5)*(HO(5)+H(1))

C     'ROUTING' DA ALBUFEIRA 2

      VALB(2)=VALB(2)+ESC(2)-VEV(2)-RE(2)-RD(2)
      IF (VALB(2).GT.CAP(2)) CALL ADESC (CAP(2),VALB(2),RD(2))
      IF (RD(2).GT.0..AND.RE(2).LT.REMAX(2)) CALL ADEN (REMAX(2)
     1 ,RE(2),RD(2))
      EN(2)=EFE*RE(2)*(HO(2)+H(2))

C     'ROUTING' NA ALBUFEIRA 3

      VALB(3)=VALB(3)+ESC(3)+RE(5)+RD(1)-VEV(3)-RE(3)-RD(3)
      IF (VALB(3).GT.CAP(3)) CALL ADESC (CAP(3),VALB(3),RD(3))
      IF (RD(3).GT.0..AND.RE(3).LT.REMAX(3)) CALL ADEN (REMAX(3)
     1 ,RE(3),RD(3))
      EN(3)=EFE*RE(3)*(HO(3)+H(3))

C     'ROUTING' DA ALBUFEIRA 5

      VALB(5)=VALB(5)+ESC(5)-VEV(5)-RI(1)-RD(5)
      IF (VALB(5).GT.CAP(5)) CALL ADESC (CAP(5),VALB(5),RD(5))
      R1A=ARAT(1)*DORA(IM)
      R1G=ARGT(1)*DORG(IM)
      IF (RI(1).GT.R1A+R1G) CALL ADIR (RI(1),R1A,R1G,RD(5))

C     'ROUTING' DA ALBUFEIRA 6

      VALB(6)=VALB(6)+ESC(6)+RD(5)-VEV(6)-RI(2)-RI(6)-RI(7)-RD(6)
      IF (VALB(6).GT.CAP(6)) CALL ADESC (CAP(6),VALB(6),RD(6))
      DR=R1A+R1G-RI(1)
      IF (RI(6).GT.DR) CALL ADIR (RI(6),DR,0.,RD(6))
      R16=RI(1)+RI(6)
      CALL DEFIR (R16,R1A,R1G,DORA(IM),DORG(IM),DRAM(1),DRGM(1))
      R2A=ARAT(2)*DORA(IM)
      R2G=ARGT(2)*DORG(IM)
      IF (RI(2).GT.R2A+R2G) CALL ADIR (RI(2),R2A,R2G,RD(6))
      CALL DEFIR (RI(2),R2A,R2G,DORA(IM),DORG(IM),DRAM(2),DRGM(2))
      R3A=ARAT(3)*DORA(IM)
      R3G=ARGT(3)*DORG(IM)
      IF (RI(7).GT.R3A+R3G) CALL ADIR (RI(7),R3A,R3G,RD(6))
```

```
C       'ROUTING' DA ALBUFEIRA 7

        VALB(7)=VALB(7)+ESC(7)-VEV(7)-RI(5)-RD(7)
        IF (VALB(7).GT.CAP(7)) CALL ADESC (CAP(7),VALB(7),RD(7))
        R5A=ARAT(5)*DORA(IM)
        R5G=ARGT(5)*DORG(IM)
        IF (RI(5).GT.R5A+R5G) CALL ADIR (RI(5),R5A,R5G,RD(7))
        CALL DEFIR (RI(5),R5A,R5G,DORA(IM),DORG(IM),DRAM(5),DRGM(5))

C       'ROUTING' DA ALBUFEIRA 4

70      VALB(4)=VALB(4)+ESC(4)+RE(2)+RD(2)+RE(3)+RD(3)-VEV(4)-RE(4)-
     1   RI(3)-RI(4)-RD(4)
        IF (VALB(4).GT.CAP(4)) CALL ADESC (CAP(4),VALB(4),RD(4))
        DR=R3A+R3G-RI(7)
        IF (RI(3).GT.DR) CALL ADIR (RI(3),DR,0.,RD(4))
        R37=RI(3)+RI(7)
        CALL DEFIR (R37,R3A,R3G,DORA(IM),DORG(IM),DRAM(3),DRGM(3))
        R4A=ARAT(4)*DORA(IM)
        R4G=ARGT(4)*DORG(IM)
        IF (RI(4).GT.R4A+R4G) CALL ADIR (RI(4),R4A,R4G,RD(4))
        CALL DEFIR (RI(4),R4A,R4G,DORA(IM),DORG(IM),DRAM(4),DRGM(4))
        IF (RD(4).GT.0..AND.RE(4).LT.REMAX(4)) CALL ADEN (REMAX(4),RE(4)
     1   ,RD(4))
        EN(4)=EFE*RE(4)*HO(4)

C       CONTROLE DOS VOLUMES DESTINADOS AO ABASTECIMENTO DOMESTICO E
C       INDUSTRIAL E AO ESCOAMENTO MINIMO

        DR=QDT-ESC(9)-RD(6)-RD(7)
        IF (DR.LT.0.) DR=0.
        DJ=RE(4)+RD(4)+ESC(8)-RADI
        DS=DJ-DR
        DJ=ADIMAX-RADI
        IF (DS.GT.DJ) DS=DJ
        RADI=RADI+DS
90      EADI=0.
        DADI=0.
        IF (RADI.GT.ADI) EADI=RADI-ADI
        IF (RADI.LE.ADI) DADI=ADI-RADI
        DR=RE(4)+RD(4)+ESC(8)-RADI
        RCP=DR+ESC(9)+RD(6)+RD(7)
        IF (RCP.GE.QDT) DCP=0.
        IF (RCP.LT.QDT) DCP=QDT-RCP

C       DETERMINACAO DO EXCESSO/DEFICE DE ENERGIA NO MES

        S=0.
        DO 95 I=1,5
           S=S+EN(I)-ENT(I)
95      CONTINUE
        IF (S.LT.0.) GO TO 100
        DEN=0.
        EEN=S
        RETURN
100     DEN=-S
        EEN=0.

        RETURN
```

```
      END
C     SUBROTINA ADESC - AUMENTA O VOLUME DESCARREGADO CASO O
C     VOLUME ARMAZENADO EXCEDA A CAPACIDADE DA ALBUFEIRA
      SUBROUTINE ADESC (CAP,VALB,RD)
      DR=VALB-CAP
      RD=RD+DR
      VALB=CAP
      RETURN
      END
C     SUBROTINA ADEN - VERIFICA SE PARTE DO VOLUME DESCARREGADO
C     NAO PODE SER TURBINADO
      SUBROUTINE ADEN (REMAX,RE,RD)
      DR=REMAX-RE
      IF (DR.GT.RD) DR=RD
      RE=RE+DR
      RD=RD-DR
      RETURN
      END
C     SUBROTINA ADIR - SE O VOLUME DESTINADO A IRRIGACAO
C     EXCEDE AS NECESSIDADES, TRANFERE ESSE EXCESSO PARA O
C     VOLUME DESCARREGADO
      SUBROUTINE ADIR (RI,RA,RG,RD)
      DR=RI-RA-RG
      RI=RI-DR
      RD=RD+DR
      RETURN
      END
C     SUBROTINA DEFIR - DETERMINA OS DEFICES DA IRRIGACAO
      SUBROUTINE DEFIR (RI,RA,RG,DORA,DORG,DRAM,DRGM)
      IF (DORA.GT.0.) GO TO 5
      DRAM=0.
      DRGM=0.
      RETURN
5     IF (RI.GE.RA) GO TO 10
      DRAM=(RA-RI)/DORA
      DRGM=RG/DORG
      RETURN
10    DRAM=0.
      DRGM=(RG+RA-RI)/DORG
      RETURN
      END
C     SUBROTINA OUTFIS - ESCREVE NUM FICHEIRO OS VALORES FISICOS
C     E HIDROLOGICOS NO FIM DO MES
      SUBROUTINE OUTFIS (VALB,H,RE,RI,RADI,RCP,RD,VEV,EN,DEN,EEN
     1 ,DRAM,DRGM,DADI,EADI,DCP,ESC)
```

```
      DIMENSION VALB(7),RE(5),RI(7),RD(7),H(3),EN(5),DRAM(5)
     1 ,DRGM(5),VEV(7),ESC(9)

      WRITE (2,100) ESC,H
      WRITE (2,100) VALB
      WRITE (2,100) RE,RADI,RCP
      WRITE (2,100) RI
      WRITE (2,100) RD
      WRITE (2,100) VEV
      WRITE (2,100) EN,DEN,EEN
      WRITE (2,100) DRAM,DADI,EADI
      WRITE (2,100) DRGM,DCP
      WRITE (2,101)
100   FORMAT (7F10.2)
101   FORMAT (/)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA LPDATA - PREPARA OS DADOS NECESSARIOS PARA A
C     ROTINA DE OPTIMIZACAO ZX3LP

      SUBROUTINE LPDATA (BUEN,BUEEN,DUEN,DUR,DUADI,DUQDT,A,B,C,N
     1 ,M1,M2,NCA,IC)
      DIMENSION A(31,30),B(31),C(30),IL(29),IC(30),ICL(10)
      COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1 (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),DRAM(5)
     1 ,DRGM(5)
      COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      DO 10 I=1,29
         B(I)=0.
         C(I)=0.
      DO 10 J=1,30
         A(I,J)=0.
10    CONTINUE
      OPEN (UNIT=4,DEVICE='DSK',FILE='OPTIMA.DAT')
      DO 20 I=1,29
         READ (4,*) L,(J,A(I,J),LL=1,L)
20    CONTINUE
      DO 21 L=1,3
         READ (4,*) I,J
         A(I,J)=DORA(IM)*1000.
         A(I,J+5)=DORG(IM)*1000.
21    CONTINUE
      DO 22 L=1,2
         READ (4,*) I,J
         A(I,J)=-DORA(IM)*1000.
         A(I,J+5)=-DORG(IM)*1000.
22    CONTINUE
      READ (4,*) (C(I),I=18,28)
      CLOSE (UNIT=4)
      BE=BUEN*EFE
      DO 60 J=11,15
         I=J-10
         IF (I.LT.4) HA=H(I)
         IF (I.EQ.4) HA=0.
```

```
         IF (I.EQ.5) HA=H(1)
         A(29,J)=(HO(I)+HA)*EFE
         C(J)=BE*(HO(I)+HA)
60    CONTINUE
      DO 100 I=1,5
         J=I+5
         B(I)=ARAT(I)*0.001
         B(J)=ARGT(I)*0.001
         IF (B(I).GE.0.) GO TO 71
         TYPE *,I,B(I)
         B(I)=0.
71       IF (B(J).GE.0.) GO TO 100
         B(J)=0.
100   CONTINUE
      B(29)=0.
      DO 110 I=1,5
         B(29)=B(29)+ENT(I)
110   CONTINUE
      B(11)=ADI
      B(12)=QDT
      DO 130 I=13,17
         J=I-12
         B(I)=REMAX(J)
130   CONTINUE
      DO 120 I=18,24
         L=I-17
         IF (VEV(L).GT.VALB(L)+ESC(L)-VMIN(L))
     1    VEV(L)=VALB(L)+ESC(L)-VMIN(L)
         B(I)=VALB(L)+ESC(L)-VMIN(L)-VEV(L)
120   CONTINUE
      B(25)=ESC(8)
      B(26)=ESC(8)+ESC(9)
      DO 150 I=1,10
         C(I)=DUR*1000.
150   CONTINUE
      C(16)=DUADI
      C(17)=DUQDT
      C(29)=-DUEN
      C(30)=BUEEN

C     ANALISE DA MATRIZ DO PROBLEMA DE PROGRAMACAO LINEAR E SUA
C     MODIFICACAO PARA EVITAR SITUACOES DE INDETERMINACAO

      M1=26
      M2=3
      N=30
      NLA1=0
      NLA2=0
      NCA=0
      DO 200 I=1,29
         IL(I)=0
         IC(I)=0
200   CONTINUE
      IC(30)=0
      IO=0
      JO=0
      IC2=0
      DO 210 I=1,29
         IC2=IC2+1
```

```
            IF (B(I).GT.0.) GO TO 210
            IC1=0
            DO 220 J=1,30
               IF (A(I,J).LT.0.) GO TO 210
               IF (A(I,J).GT.0.) IC1=IC1+1
               IF (A(I,J).GT.0.) ICL(IC1)=J
 220        CONTINUE
            DO 230 J=1,IC1
               J0=J0+1
               IC(J0)=ICL(J)
               NCA=NCA+1
 230        CONTINUE
            I0=I0+1
            IL(I0)=IC2
            IF (I.LE.26) NLA1=NLA1+1
            IF (I.GT.26) NLA2=NLA2+1
            DO 240 J=1,IC1
               J1=ICL(J)
               DO 240 IA=I+1,29
                  A(IA,J1)=0.
 240        CONTINUE
 210     CONTINUE
         CALL ORDINT (IC,NCA)
         IND=0
         ILS=-1
         I2=0
         DO 250 I=1,NLA1+NLA2+1
            ILS=ILS+1
            I1=I2
            IF (I.LE.I0) I2=IL(I)
            IF (I.GT.I0) I2=M1+M2+1
            IF (I2.EQ.I1+1) GO TO 250
            DO 260 IA=I1+1,I2-1
               IC1=1
               ICS=0
               DO 270 J=1,N
                  IF (IC1.LE.J0) IDJ=IC(IC1)
                  IF (IC1.GT.J0) IDJ=N+1
                  IF (J.LT.IDJ) GO TO 280
                  ICS=ICS+1
                  IC1=IC1+1
                  GO TO 270
 280              A(IA-ILS,J-ICS)=A(IA,J)
                  IF (IND.EQ.0) C(J-ICS)=C(J)
 270           CONTINUE
               B(IA-ILS)=B(IA)
               IND=1
 260        CONTINUE
 250     CONTINUE
         M1=M1-NLA1
         M2=M2-NLA2
         N=N-NCA

         RETURN
         END

 C       SUBROTINA ORDINT - ORDENA UM VECTOR DE INTEIROS
 C       POR ORDEM CRESCENTE
```

```
      SUBROUTINE ORDINT (IV,N)
      DIMENSION IV(1),IORD(1000)
      IORD(1)=IV(1)
      DO 10 I=2,N
         J=I
         IORD(J)=IV(I)
         DO 20 L=J,2,-1
            IF (IORD(L).GE.IORD(L-1)) GO TO 10
            SAVE=IORD(L-1)
            IORD(L-1)=IORD(L)
            IORD(L)=SAVE
20       CONTINUE
10    CONTINUE
      DO 30 I=1,N
         IV(I)=IORD(I)
30    CONTINUE

      RETURN
      END

C     SUBROTINA VARDEC - FAZ A TRANSFERENCIA DOS RESULTADOS DA
C     ROTINA DE OPTIMIZACAO ZX3LP PARA AS VARIAVEIS DE DECISAO
C     DO SISTEMA

      SUBROUTINE VARDEC (N,NCA,IC,PSOL,RE,DORA,DORG,RADI,RCP,
     1 RD,RI)
      DIMENSION IC(30),PSOL(30),RE(5),RD(7),RI(7)
      IF (NCA.EQ.0) GO TO 310
      DO 310 J=1,NCA
         N=N+1
         I=IC(J)
         DO 320 I1=N,I+1,-1
            PSOL(I1)=PSOL(I1-1)
320      CONTINUE
         PSOL(I)=0.
310   CONTINUE
      DO 330 J=11,15
        RE(J-10)=PSOL(J)
330   CONTINUE
      RI(2)=(DORA*PSOL(2)+DORG*PSOL(7))*1000.
      RI(4)=(DORA*PSOL(4)+DORG*PSOL(9))*1000.
      RI(5)=(DORA*PSOL(5)+DORG*PSOL(10))*1000.
      RADI=PSOL(16)
      RCP=PSOL(17)
      DO 340 J=18,24
         RD(J-17)=PSOL(J)
340   CONTINUE
      RI(1)=PSOL(25)
      RI(3)=PSOL(26)
      RI(6)=PSOL(27)
      RI(7)=PSOL(28)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA ALB4P - EXECUTA A 1. FASE DA OPERACAO DA
C     ALBUFEIRA 4: DETERMINACAO DAS DESCARGAS PARA SATISFACAO
```

```
C       DAS METAS DE IRRIGACAO, ENERGIA, ABASTECIMENTO URBANO E
C       ESCOAMENTO MINIMO

        SUBROUTINE ALB4P (IDEF)
        DIMENSION DR(7),V(7)
        COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1  (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
        COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
        COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),DRAM(5)
     1  ,DRGM(5)
        COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
        COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
        IDEF=0

C       DETERMINACAO DOS VOLUMES DISPONIVEIS, DO VOLUME DE
C       EVAPORACAO E DAS DESCARGAS NECESSARIAS

        VN=VALB(4)+ESC(4)+RE(2)+RD(2)+RE(3)+RD(3)
        H4=HO(4)
        SMED=0.1
        H2=HO(2)+H(2)
        H3=HO(3)+H(3)
        H5=HO(5)+H(5)
        R3=DRAM(3)*DORA(IM)+DRGM(3)*DORG(IM)
        R4=ARAT(4)*DORA(IM)+ARGT(4)*DORG(IM)
        RE4=(ENT(4)+DEN-EEN)/(EFE*H4)
        DEN=0.
        IF (RE4.GE.0.) GO TO 5
        EEN=EEN-ENT(4)
        RE4=0.
        GO TO 7
5       IF (RE4.GT.REMAX(4)) GO TO 6
        EEN=0.
        GO TO 7
6       DREN=(RE4-REMAX(4))*EFE*H4
        EEN=EEN-DREN
        IF (EEN.LT.0.) DEN=-EEN
        EEN=EEN+DEN
        RE4=REMAX(4)
7       RNADI=ADI-ESC(8)-RE4
        IF (RNADI.GE.0.) ACP=0.
        IF (RNADI.LT.0.) ACP=-RNADI
        RNADI=RNADI+ACP
        RNCP=QDT-ESC(9)-RD(6)-RD(7)-ACP
        IF (RNCP.LT.0.) RNCP=0.
        VEV(4)=SMED*EV(IM)
        IF (VEV(4).GT.VN-VMIN(4)) VEV(4)=VN-VMIN(4)
        VN=VN-VEV(4)-VMIN(4)
        RD(4)=0.
        D123=DISP(1)+DISP(2)+DISP(3)
        D56=DISP(5)+DISP(6)
        DT=D123+D56+DISP(7)
        RNT=R3+R4+RNCP+RNADI+RE4

C       AS NECESSIDADES TOTAIS EXCEDEM AS DISPONIBILIDADES TOTAIS

        IF (VN+DT.LT.RNT) GO TO 111
```

```
C       DESCARGA PARA IRRIGACAO DO BLOCO 4

        DO 10 I=1,7
           DR(I)=0.
           V(I)=0.
10      CONTINUE
        IF (VN.LT.R4) GO TO 11
        VN=VN-R4
        GO TO 15

C       META DE IRRIGACAO NO BLOCO 4 NAO E SATISFEITA

11      IF (VN+D123.LT.R4) GO TO 111
        D123=D123-R4+VN
        VN=0.
15      RI(4)=R4

C       DESCARGA PARA A META DE ENERGIA NA CENTRAL 4

        IF (VN.LT.RE4) GO TO 20
        VN=VN-RE4
        GO TO 25

C       META DE ENERGIA NA CENTRAL 4 NAO E SATISFEITA

20      IF (VN+D123.LT.RE4) GO TO 111
        D123=D123-RE4+VN
        VN=0.
25      RE(4)=RE4

C       DESCARGA PARA A META DE ABASTECIMENTO DOMESTICO E INDUSTRIAL

        IF (VN.LT.RNADI) GO TO 30
        VN=VN-RNADI
        GO TO 31

C       META DO ABASTECIMENTO DOMESTICO E INDUSTRIAL
C       NAO E SATISFEITA

30      IF (VN+D123.LT.RNADI) GO TO 111
        D123=D123-RNADI+VN
        VN=0.
31      DR4=REMAX(4)-RE(4)
        IF (DR4.LT.RNADI) GO TO 32
        RE(4)=RE(4)+RNADI
        GO TO 35
32      RD(4)=RD(4)+RNADI-DR4
        RE(4)=REMAX(4)
35      RADI=ADI
        V16=CT-VU(7)
        V13=VU(1)+VU(2)+VU(3)

C       RECURSO AS DISPONIBILIDADES DAS ALBUFEIRAS DE MONTANTE
C       PROCURANDO CUMPRIR A REGRA DA PROPORCIONALIDADE

        IF (D123.GT.0..AND.V13.GT.0.) CALL DISTRB (D123,V13,
     1  V,VU,DISP,3)
```

```
C       REDEFINICAO DAS DESCARGAS DAS ALBUFEIRAS

        DO 80 I=1,3
           DR(I)=DISP(I)-V(I)
           DISP(I)=V(I)
80      CONTINUE
        D16=D123+D56+VN

C       DESCARGA PARA IRRIGACAO NO BLOCO 3

        IF (VN.LT.R3) GO TO 45
        VN=VN-R3
        D16=D16-R3
        GO TO 50

C       META DE IRRIGACAO NO BLOCO 3 NAO E SATISFEITA

45      IF (D16.LT.R3) GO TO 111
        D16=D16-R3
        VN=0.
50      RI(3)=R3
        DISP(4)=VN
        IF (VN.GE.VU(4)) GO TO 90

C       RECURSO AS DISPONIBILIDADES DAS ALBUFEIRAS A MONTANTE
C       E REDEFINICAO DAS DESCARGAS

        CALL DISTRB(D16,V16,V,VU,DISP,6)
        DO 90 I=1,6
           DR(I)=DR(I)+DISP(I)-V(I)
           DISP(I)=V(I)
90      CONTINUE
        D17=D16+DISP(7)

C       DESCARGA PARA A META DE ESCOAMENTO MINIMO

        IF (VN.LT.RNCP) GO TO 55
        VN=VN-RNCP
        D17=D17-RNCP
        D=0.
        IF (VN.GT.VU(4)) D=VN-VU(4)
        VN=VN-D
        D17=D17-D
        D=D+RNCP
        DR4=REMAX(4)-RE(4)
        IF (DR4.LT.D) GO TO 52
        RE(4)=RE(4)+D
        GO TO 60
52      RD(4)=RD(4)+D-DR4
        RE(4)=REMAX(4)
        GO TO 60
55      D17=D17-RNCP
        DR4=REMAX(4)-RE(4)
        IF (DR4.LT.VN) GO TO 56
        RE(4)=RE(4)+VN
        GO TO 59
56      RE(4)=REMAX(4)
        RD(4)=RD(4)+VN-DR4
```

```
59      VN=0.
60      DISP(4)=VN
        RCP=QDT

C       RECURSO AS DISPONIBILIDADES DAS ALBUFEIRAS A MONTANTE
C       E REDEFINICAO DAS DESCARGAS

        CALL DISTRB (D17,CT,V,VU,DISP,7)
        DO 100 I=1,7
           DR(I)=DR(I)+DISP(I)-V(I)
           DISP(I)=V(I)
100     CONTINUE
        DR1=REMAX(5)-RE(5)
        IF (DR1.LT.DR(1)) GO TO 120
        RE(5)=RE(5)+DR(1)
        GO TO 125
120     RD(1)=RD(1)+DR(1)-DR1
        RE(5)=REMAX(5)
125     DR2=REMAX(2)-RE(2)
        IF (DR2.LT.DR(2)) GO TO 130
        RE(2)=RE(2)+DR(2)
        GO TO 135
130     RD(2)=RD(2)+DR(2)-DR2
        RE(2)=REMAX(2)
135     DR3=REMAX(3)-RE(3)
        IF (DR3.LT.DR(3)+DR(1)) GO TO 140
        RE(3)=RE(3)+DR(3)+DR(1)
        GO TO 145
140     RD(3)=RD(3)+DR(3)+DR(1)-DR3
        RE(3)=REMAX(3)
145     RD(5)=RD(5)+DR(5)
        DR(6)=DR(6)+DR(5)
        IF (R3.LT.DR(6)) GO TO 150
        R3=R3-DR(6)
        RI(7)=RI(7)+DR(6)
        RI(3)=RI(3)-DR(6)
        D=0.
        GO TO 155
150     RI(7)=RI(7)+R3
        RI(3)=RI(3)-R3
        D=DR(6)-R3
        RD(6)=RD(6)+D
155     RNCP=RNCP-D
        IF (RNCP.LT.0.) RNCP=0.
        RNCP=RNCP-DR(7)
        RD(7)=RD(7)+DR(7)
        DR4=REMAX(4)-RE(4)
        IF (DR4.LT.DR(4)) GO TO 160
        RE(4)=RE(4)+DR(4)
        GO TO 165
160     RD(4)=RD(4)+DR(4)-DR4
        RE(4)=REMAX(4)
165     DADI=ADI+RNCP-ESC(8)-RE(4)-RD(4)
        IF (DADI.LT.0.) RADI=RADI-DADI
        IF (RADI.GT.ADIMAX) RADI=ADIMAX
        RETURN

C       SE ALGUMA DAS METAS NAO PODE SER SATISFEITA, DA-SE INDI-
C       CACAO QUE E NECESSARIO RECORRER A UMA ROTINA DE OPTIMIZACAO
```

```
111     IDEF=1
        RETURN
        END
C       SUBROTINA ECOMES - CALCULA OS BENEFICIOS SEMESTRAIS DA REGA
C       E ANUAIS DAS RESTANTES UTILIZACOES, IMPRIME ESSES VALORES
C       NO FIM DO ANO E DETERMINA AS FALHAS
        SUBROUTINE ECOMES (ART,DEN,EEN,IM,IOUT,AS,BNG,MES)
        COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),
     1  DRAM(5),DRGM(5)
        COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
        COMMON/CARCUS/NCA,CCAL(7,5,2),CUCEN,CUARA,CUARG,BUEN,DUEN,
     1  BUEEN,BUR,DUR,BUADI,DUADI,DUQDT,TA,NAP,FRC
        COMMON/BENDEF/BNT,BNR(2),BNE,BNADI,BNCP,BNOIR,BNOE,BNOADI
        COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
        COMMON/FALHAS/IMFADI,IMFCP,IMFEN,IMFIR,IFADI(150),
     1  IFCP(150),IFEN(150),IFIR(50),VDADI(150),VDCP(150),
     1  VDEN(150),VDIR(50)
        IF (IM.NE.6.AND.IM.NE.12) GO TO 10
        DIR=0.
        DO 5 I=1,5
           DIRI=DRAM(I)+DRGM(I)+ARA(I)-ARAT(I)+ARG(I)-ARGT(I)
           DIR=DIR+DIRI
5       CONTINUE
        IF (DIR.EQ.0..OR.ART.EQ.0.) GO TO 6
        DIRI=DIR/ART
        IF (DIRI.LT.0.01) GO TO 6
        IMFIR=IMFIR+1
        VDIR(IMFIR)=DIRI
        IFIR(IMFIR)=MES/6
6       IF (IM.EQ.6) IS=1
        IF (IM.EQ.12) IS=2
        BNR(IS)=BNOIR-DUR*DIR
10      BNE=BNE+EEN*BUEEN-DEN*DUEN+BNOE
        BNADI=BNADI+EADI*BUADI-DADI*DUADI+BNOADI
        BNCP=BNCP-DCP*DUQDT
        DO 20 I=1,5
           ARAT(I)=ARAT(I)-DRAM(I)
           ARGT(I)=ARGT(I)-DRGM(I)
           DRAM(I)=0.
           DRGM(I)=0.
20      CONTINUE
        IF (BNOE.LT.0.1) GO TO 30
        DEN=DEN*BUEN/BNOE
        IF (DEN.LT.0.01) GO TO 30
        IMFEN=IMFEN+1
        VDEN(IMFEN)=DEN
        IFEN(IMFEN)=MES
30      IF (ADI.LT.0.01) GO TO 40
        DADI=DADI/ADI
        IF (DADI.LT.0.01) GO TO 40
        IMFADI=IMFADI+1
        VDADI(IMFADI)=DADI
        IFADI(IMFADI)=MES
40      IF (QDT.LT.0.01) GO TO 50
        DCP=DCP/QDT
        IF (DCP.LT.0.01) GO TO 50
```

```
      IMFCP=IMFCP+1
      VDCP(IMFCP)=DCP
      IFCP(IMFCP)=MES
50    IF (IM.NE.12) RETURN
      BNT=BNR(1)+BNR(2)+BNE+BNADI+BNCP-AS
      BNG=BNG+BNT
      IF (IOUT.EQ.1) WRITE (3,100) BNR(1),BNR(2),BNE,BNADI,
     1 BNCP,BNT
100   FORMAT (6F11.1)
      RETURN
      END
C     SUBROTINA OUTFAL - CRIA UM FICHEIRO COM A CARACTERIZACAO
C     DAS FALHAS OCORRIDAS DURANTE A SIMULACAO
      SUBROUTINE OUTFAL (ND)
      COMMON/FALHAS/IMFADI,IMFCP,IMFEN,IMFIR,IFADI(150),IFCP(150),
     1 IFEN(150),IFIR(50),VDADI(150),VDCP(150),VDEN(150),VDIR(50)
      OPEN (UNIT=ND,DEVICE='DSK',FILE='FALHAS.DAT')
      WRITE (ND,300) IMFADI
300   FORMAT (I4)
      IF (IMFADI.GT.0) WRITE (ND,303) (IFADI(I),I=1,IMFADI)
303   FORMAT (I4,9I6)
      IF (IMFADI.GT.0) WRITE (ND,301) (VDADI(I),I=1,IMFADI)
301   FORMAT (10F6.2)
      WRITE (ND,300) IMFCP
      IF (IMFCP.GT.0) WRITE (ND,303) (IFCP(I),I=1,IMFCP)
      IF (IMFCP.GT.0) WRITE (ND,301) (VDCP(I),I=1,IMFCP)
      WRITE (ND,300) IMFEN
      IF (IMFEN.GT.0) WRITE (ND,303) (IFEN(I),I=1,IMFEN)
      IF (IMFEN.GT.0) WRITE (ND,301) (VDEN(I),I=1,IMFEN)
      WRITE (ND,300) IMFIR
      IF (IMFIR.GT.0) WRITE (ND,303) (IFIR(I),I=1,IMFIR)
      IF (IMFIR.GT.0) WRITE (ND,301) (VDIR(I),I=1,IMFIR)
      CLOSE (UNIT=ND)
      RETURN
      END
C     SUBROTINA GARANT - DETERMINA O NUMERO DE VEZES EM QUE AS
C     RESTRICOES DE FIABILIDADE E RESILIENCIA FORAM VIOLADAS
      SUBROUTINE GARANT (D,IND,ND,N)
      DIMENSION DEF(6),AUX(150),IAUX(150),VF(4,6),VR(4,6)
      COMMON/FALHAS/IMFADI,IMFCP,IMFEN,IMFIR,IFADI(150),IFCP(150),
     1 IFEN(150),IFIR(50),VDADI(150),VDCP(150),VDEN(150),VDIR(50)
      COMMON/GAR/CF(4),CR(4),DL(4),P
      IB=0
      D=0.
      N6=N/6
      FN=FLOAT(N)
      FN6=FN/6.
      PFN=FN/(FN+1.)
      PFN6=FN6/(FN6+1.)
      DEF(1)=0.05
      DEF(2)=0.10
      DEF(3)=0.20
      DEF(4)=0.30
      DEF(5)=0.50
```

```
          DEF(6)=0.80
          DO 10 I=1,6
          DF=DEF(I)
          IF (IMFADI.EQ.0) GO TO 20
          CALL FIAB (DF,IMFADI,VDADI,VF(1,I),N)
          CALL RESIL (N,DF,IMFADI,IFADI,VDADI,VR(1,I))
          GO TO 21
20        VF(1,I)=PFN
          VR(1,I)=1.
21        IF (IMFCP.EQ.0) GO TO 22
          CALL FIAB (DF,IMFCP,VDCP,VF(2,I),N)
          CALL RESIL (N,DF,IMFCP,IFCP,VDCP,VR(2,I))
          GO TO 23
22        VF(2,I)=PFN
          VR(2,I)=1.
23        IF (IMFEN.EQ.0) GO TO 24
          CALL FIAB (DF,IMFEN,VDEN,VF(3,I),N)
          CALL RESIL (N,DF,IMFEN,IFEN,VDEN,VR(3,I))
          GO TO 25
24        VF(3,I)=PFN
          VR(3,I)=1.
25        IF (IMFIR.EQ.0) GO TO 26
          CALL FIAB (DF,IMFIR,VDIR,VF(4,I),N6)
          CALL RESIL (N6,DF,IMFIR,IFIR,VDIR,VR(4,I))
          GO TO 10
26        VF(4,I)=PFN6
          VR(4,I)=1.
10      CONTINUE
        DO 50 I=1,4
          DO 60 J=1,6
            DF=DEF(J)
            FL=1.-EXP(-CF(I)*DF)
            IF (I.LE.3.AND.FL.GT.PFN) FL=PFN
            IF (I.GT.3.AND.FL.GT.PFN6) FL=PFN6
            RL=CR(I)*DF
            IF (I.LE.3.AND.RL.GT.PFN) RL=PFN
            IF (I.GT.3.AND.RL.GT.PFN6) RL=PFN6
            IF (VF(I,J).LT.FL) IB=IB+1
            IF (VR(I,J).LT.RL) IB=IB+1
60        CONTINUE
50      CONTINUE
        D=FLOAT(IB)*P
        TYPE *,IB
        IF (IND.NE.1) RETURN
        OPEN (UNIT=ND,DEVICE='DSK',FILE='GAR.DAT')
        WRITE (ND,100) ((VF(I,J),J=1,6),I=1,4)
100     FORMAT (6F6.2)
        WRITE (ND,100) ((VR(I,J),J=1,6),I=1,4)
        CLOSE (UNIT=ND)

        RETURN
        END

C       SUBROTINA FIAB - DADO UM VECTOR DE FALHAS, DETERMINA A
C       FIABILIDADE ASSOCIADA A UN CERTO NIVEL DE DEFICE

        SUBROUTINE FIAB (DF,IMF,AUX,FI,N)
        DIMENSION AUX(1)
```

```
      FI=0.
      FN=FLOAT(N)
      DO 10 I=1,IMF

         IF (AUX(I).GT.DF) FI=FI+1.
10    CONTINUE
      FI=(FN-FI)/(FN+1.)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA RESIL - DADO UM VECTOR DE FALHAS, DETERMINA A
C     RESILIENCIA ASSOCIADA A UM CERTO NIVEL DE DEFICE

      SUBROUTINE RESIL (N,DF,IMF,IAUX,AUX,RE)
      DIMENSION IAUX(1),AUX(1)
      NF=0
      NMF=0
      IFL=0
      DO 10 I=1,IMF
         IF (AUX(I).LT.DF.AND.IFL.EQ.1) IFL=0
         IF (AUX(I).LT.DF) GO TO 10
         IF (IFL.EQ.1.AND.(IAUX(I)-IAUX(I-1)).EQ.1) GO TO 11
         IFL=1
         NF=NF+1
11       NMF=NMF+1
10    CONTINUE
      IF (NF.GT.5) RE=FLOAT(NF)/FLOAT(NMF)
      IF (NF.LE.5) RE=1.

      RETURN
      END
```

SUBROTINA ALB4P - 2ª VERSÃO

```
C     SUBROTINA ALB4P - EXECUTA A 1. FASE DA OPERACAO DA ALBUFEIRA
C     4: DETERMINACAO DAS DESCARGAS PARA SATISFACAO DAS METAS DE
C     IRRIGACAO, ENERGIA, ABASTECIMENTO URBANO E ESCOAMENTO MINIMO

      SUBROUTINE ALB4P (IDEF)
      DIMENSION DR(7),V(7)
      COMMON/CARALB/EV(12),NCH,HVOL(7,5,2),NCS,SVOL(7,5,2),VMIN
     1 (7),VALB(7),DISP(7),RD(7),VU(7),IM,ESC(9),VEV(7)
      COMMON/CAREN/DEN,EEN,EFE,RE(5),HO(5),H(3),REMAX(5),EN(5)
      COMMON/CARIR/RI(7),DORA(12),DORG(12),ARAT(5),ARGT(5),
     1 DRAM(5),DRGM(5)
      COMMON/ALB4/ADI,ADIMAX,QDT,CT,RADI,RCP,DADI,EADI,DCP
      COMMON/VDS/CAP(7),POT(5),ARA(5),ARG(5),ENT(5)
      IDEF=0

C     DETERMINACAO DOS VOLUMES DISPONIVEIS, DO VOLUME DE EVAPORA-
C     CAO E DAS DESCARGAS NECESSARIAS

      VN=VALB(4)+ESC(4)+RE(2)+RD(2)+RE(3)+RD(3)
      H4=HO(4)
      SMED=0.1
      H2=HO(2)+H(2)
      H3=HO(3)+H(3)
      H5=HO(5)+H(5)
      R3=DRAM(3)*DORA(IM)+DRGM(3)*DORG(IM)
```

```
      R4=ARAT(4)*DORA(IM)+ARGT(4)*DORG(IM)
      RE4=(ENT(4)+DEN-EEN)/(EFE*H4)
      DEN=0.
      IF (RE4.GE.0.) GO TO 5
      EEN=EEN-ENT(4)
      RE4=0.
      GO TO 7
5     IF (RE4.GT.REMAX(4)) GO TO 6
      EEN=0.
      GO TO 7
6     DREN=(RE4-REMAX(4))*EFE*H4
      EEN=EEN-DREN
      IF (EEN.LT.0.) DEN=-EEN
      EEN=EEN+DEN
      RE4=REMAX(4)
7     RNADI=ADI-ESC(8)-RE4
      IF (RNADI.GE.0.) ACP=0.
      IF (RNADI.LT.0.) ACP=-RNADI
      RNADI=RNADI+ACP
      RNCP=QDT-ESC(9)-RD(6)-RD(7)-ACP
      IF (RNCP.LT.0.) RNCP=0.
      VEV(4)=SMED*EV(IM)
      IF (VEV(4).GT.VN-VMIN(4)) VEV(4)=VN-VMIN(4)
      VN=VN-VEV(4)-VMIN(4)
      RD(4)=0.
      D123=DISP(1)+DISP(2)+DISP(3)
      D56=DISP(5)+DISP(6)
      D7=DISP(7)
      DT=D123+D56+D7
      RNT=R3+R4+RNCP+RNADI+RE4
      DO 10 I=1,7
         DR(I)=0.
         V(I)=0.
10    CONTINUE
      IF (VN+D123.LT.RNADI+R4+RE4) GO TO 11
      IF (VN.LT.RNADI) GO TO 12
      VN=VN-RNADI
      GO TO 13
12    D123=D123+VN-RNADI
      VN=0.
13    RADI=ADI
      IF (VN.LT.RE4) GO TO 14
      VN=VN-RE4
      GO TO 15
14    D123=D123+VN-RE4
      VN=0.
15    RE(4)=RE4
      DR4=REMAX(4)-RE4
      IF (DR4.LT.RNADI) GO TO 16
      RE(4)=RE(4)+RNADI
      GO TO 17
16    RD(4)=RD(4)+RNADI-DR4
      RE(4)=REMAX(4)
17    IF (VN.LT.R4) GO TO 18
      VN=VN-R4
      GO TO 19
18    D123=D123+VN-R4
      VN=0.
19    RI(4)=R4
```

```
      GO TO 20
11    DEF=RNADI+RE4+R4-VN-D123
      D123=0.
      VN=0.
      IF (RNADI.GT.0.) GO TO 70
      CALL AJ3 (ADI,ESC(8),DEF,RE4)
70    IF (RE(1).GT.0.) CALL AJ2 (DEF,RE(1),RD(1),RD(3),DA)
      IF (DEF.GT.R4) GO TO 21
      RE(4)=RE4
      RI(4)=R4-DEF
      RADI=ADI
      RD(4)=RNADI
      GO TO 20
21    DEF=DEF-R4
      RI(4)=0.
      IF (RNADI.GT.0.) GO TO 22
      RE(4)=RE4-DEF
      IF (ADI-ESC(8).GT.0.) GO TO 23
      RADI=ADI
      GO TO 20
23    RN=ADI-ESC(8)
      RN4=RE4-RN
      IF (DEF.GT.RN4) GO TO 24
      RADI=ADI
      RE(4)=RE4-DEF
      GO TO 20
24    DEF=DEF-RN4
      RADI=ADI-DEF
      GO TO 20
22    RADI=ADI-DEF
      IF (DEF.GT.RNADI) GO TO 26
      RE(4)=RE4
      GO TO 20
26    DEF=DEF-RNADI
      RE(4)=RE4-DEF
20    V16=CT-VU(7)
      V13=VU(1)+VU(2)+VU(3)
      IF (D123.LE.0..OR.V13.LE.0..OR.D123.GE.DISP(1)+DISP(2)+DISP(3))
     1 GO TO 80
      CALL DISTRB (D123,V13,V,VU,DISP,3)
      DO 80 I=1,3
         DR(I)=DISP(I)-V(I)
         DISP(I)=V(I)
80    CONTINUE
      D16=D123+D56+VN
      IF (VN.LT.R3) GO TO 30
      VN=VN-R3
      D16=D16-R3
      GO TO 31
30    IF (D16.LT.R3) GO TO 32
      D16=D16-R3
      VN=0.
31    RI(3)=R3
      GO TO 40
32    DEF=R3-D16
      IF (RNADI.GT.0.) GO TO 71
      CALL AJ3 (ADI,ESC(8),DEF,RE(4))
71    IF (RE(1).GT.0.) CALL AJ2 (DEF,RE(1),RD(1),RD(3),DA)
      RI(3)=R3-DEF
      D16=0.
```

```
      VN=0.
 40   DISP(4)=VN
      IF (VN.GE.VU(4)) GO TO 41
      CALL DISTRB (D16,V16,V,VU,DISP,6)
      DO 41 I=1,6
         DR(I)=DR(I)+DISP(I)-V(I)
         DISP(I)=V(I)
 41   CONTINUE
      D17=D16+D7
      RNCP=QDT-ESC(9)-RD(6)-RD(7)-AMAX1(0.,RE(4)+RD(4)+ESC(8)-ADI)
      IF (RNCP.GT.0.) GO TO 42
      RCP=QDT-RNCP
      GO TO 50
 42   IF (VN.LT.RNCP) GO TO 43
      VN=VN-RNCP
      D17=D17-RNCP
      D=0.
      IF (VN.GT.VU(4)) D=VN-VU(4)
      VN=VN-D
      D17=D17-D
      RCP=QDT+D
      RD(4)=RD(4)+D+RNCP
      GO TO 50
 43   VN=0.
      IF (D17.LT.RNCP) GO TO 44
      D17=D17-RNCP
      RD(4)=RD(4)+RNCP
      RCP=QDT
      GO TO 50
 44   DEF=RNCP-D17
      D17=0.
      IF (RNADI.GT.0.) GO TO 72
      CALL AJ3 (ADI,ESC(8),DEF,RE(4))
 72   IF (RE(1).GT.0.) CALL AJ2 (DEF,RE(1),RD(1),RD(3),DA)
      RD(4)=RD(4)+DA
      RNCP=RNCP-DA
      RCP=QDT-DEF
      IF (DEF.LE.0.) GO TO 50
      IF (DEF.GT.RI(3)) GO TO 45
      CALL AJUST (RI(3),RD(4),RCP,RNCP,DEF,QDT)
      GO TO 50
 45   DEF=DEF-RI(3)
      QDEF=QDT-DEF
      CALL AJUST (RI(3),RD(4),RCP,RNCP,RI(3),QDEF)
      IF (DEF.GT.RI(4)) GO TO 46
      CALL AJUST (RI(4),RD(4),RCP,RNCP,DEF,QDT)
      GO TO 50
 46   DEF=DEF-RI(4)
      QDEF=QDT-DEF
      CALL AJUST (RI(4),RD(4),RCP,RNCP,RI(4),QDEF)
      IF (DEF.GT.RI(5)) GO TO 51
      CALL AJUST (RI(5),RD(7),RCP,RNCP,DEF,QDT)
      GO TO 50
 51   DEF=DEF-RI(5)
      QDEF=QDT-DEF
      CALL AJUST (RI(5),RD(7),RCP,RNCP,RI(5),QDEF)
      IF (DEF.GT.RI(6)) GO TO 52
      CALL AJUST (RI(6),RD(6),RCP,RNCP,DEF,QDT)
      GO TO 50
 52   DEF=DEF-RI(6)
```

```
      QDEF=QDT-DEF
      CALL AJUST (RI(6),RD(6),RCP,RNCP,RI(6),QDEF)
      IF (DEF.GT.RI(7)) GO TO 53
      CALL AJUST (RI(7),RD(6),RCP,RNCP,DEF,QDT)
      GO TO 50
53    DEF=DEF-RI(7)
      QDEF=QDT-DEF
      CALL AJUST (RI(7),RD(6),RCP,RNCP,RI(7),QDEF)
      IF (DEF.GT.RI(2)) GO TO 54
      CALL AJUST (RI(2),RD(6),RCP,RNCP,DEF,QDT)
      GO TO 50
54    DEF=DEF-RI(2)
      QDEF=QDT-RI(2)
      CALL AJUST (RI(2),RD(6),RCP,RNCP,RI(2),QDEF)
      IF (DEF.GT.RI(1)) GO TO 55
      RD(6)=RD(6)+DEF
      CALL AJUST (RI(1),RD(5),RCP,RNCP,DEF,QDT)
      GO TO 50
55    DEF=DEF-RI(1)
      QDEF=QDT-DEF
      RD(6)=RD(6)+RI(1)
      CALL AJUST (RI(1),RD(5),RCP,RNCP,RI(1),QDEF)
50    DISP(4)=VN
      CALL DISTRB (D17,CT,V,VU,DISP,7)
      DO 100 I=1,7
         DR(I)=DR(I)+DISP(I)-V(I)
         DISP(I)=V(I)
100   CONTINUE
C     REDEFINICAO DE DESCARGAS DE CADA ALBUFEIRA
      DR1=REMAX(5)-RE(5)
      IF (DR1.LT.DR(1)) GO TO 120
      RE(5)=RE(5)+DR(1)
      GO TO 125
120   RD(1)=RD(1)+DR(1)-DR1
      RE(5)=REMAX(5)
125   DR2=REMAX(2)-RE(2)
      IF (DR2.LT.DR(2)) GO TO 130
      RE(2)=RE(2)+DR(2)
      GO TO 135
130   RD(2)=RD(2)+DR(2)-DR2
      RE(2)=REMAX(2)
135   DR3=REMAX(3)-RE(3)
      IF (DR3.LT.DR(3)+DR(1)) GO TO 140
      RE(3)=RE(3)+DR(3)+DR(1)
      GO TO 145
140   RD(3)=RD(3)+DR(3)+DR(1)-DR3
      RE(3)=REMAX(3)
145   RD(5)=RD(5)+DR(5)
      DR(6)=DR(6)+DR(5)
      IF (R3.LT.DR(6)) GO TO 150
      R3=R3-DR(6)
      RI(7)=RI(7)+DR(6)
      RI(3)=RI(3)-DR(6)
      D=0.
      GO TO 155
150   RI(7)=RI(7)+R3
      RI(3)=RI(3)-R3
      D=DR(6)-R3
      RD(6)=RD(6)+D
```

```
155     RNCP=RNCP-D
        IF (RNCP.LT.O.) RNCP=O.
        RNCP=RNCP-DR(7)
        RD(7)=RD(7)+DR(7)
        DR4=REMAX(4)-RE(4)
        IF (DR4.LT.DR(4)) GO TO 160
        RE(4)=RE(4)+DR(4)
        GO TO 165
160     RD(4)=RD(4)+DR(4)-DR4
        RE(4)=REMAX(4)
165     DADI=ADI+RNCP-ESC(8)-RE(4)-RD(4)
        IF (DADI.LT.O.) RADI=RADI-DADI
        IF (RADI.GT.ADIMAX) RADI=ADIMAX
        D1=RADI-ADI
        IF (D1.LT.O.) RETURN
        D2=AMAX1(O.,R3-RI(3))
        D3=AMAX1(O.,R4-RI(4))
        IF (D2.EQ.O..AND.D3.EQ.O.) RETURN
        IF (D2.LT.D1) GO TO 170
        RADI=ADI
        RI(3)=RI(3)+D1
        RETURN
170     RI(3)=R3
        D1=D1-D2
        IF (D3.LT.D1) GO TO 171
        RADI=ADI
        RI(4)=RI(4)+D1
        RETURN
171     RI(4)=R4
        RADI=ADI+D1-D3
        RETURN
        END

        SUBROUTINE AJUST (RI,RD,RC,RN,D,Q)
        RI=RI-D
        RD=RD+D
        RN=RN-D
        RC=Q
        RETURN
        END

        SUBROUTINE AJ2 (DEF,RE,R1,R2,D)
        D=AMIN1(DEF,RE)
        RE=RE-D
        R1=R1+D
        R2=R2+D
        DEF=DEF-D
        RETURN
        END

        SUBROUTINE AJ3 (ADI,ESC,DEF,RE)
        RA=ADI-ESC
        IF (RA.LT.O.) RA=O.
        RN=RE-RA
        D=AMIN1(DEF,RN)
        DEF=DEF-D
        RE=RE-D
        RETURN
        END
```

ANEXO D

MODELOS DE GERAÇÃO SINTÉTICA DE ESCOAMENTOS MENSAIS

ANEXO D

MODELOS DE GERAÇÃO SINTÉTICA DE ESCOAMENTOS MENSAIS

Foram desenvolvidos programas de computador para quatro modelos univariados e um modelo multivariado de geração sintética de escoamentos mensais. Os modelos univariados são os modelos de Stedinger-Pei, Thomas-Fiering, ARMA (1,1) periódico e o de harmónicos; o modelo multivariado é uma generalização do modelo univariado de Stedinger-Pei.

Os programas de computador dos modelos têm todos a mesma estrutura:

— uma subrotina que efectua o cálculo dos parâmetros do modelo;
— uma outra subrotina que gera mês a mês os escoamentos sintéticos.

Estas subrotinas foram designadas respectivamente por:

— modelo de Stedinger-Pei: **STEPAR** e **STEGER**.
— modelo de Thomas-Fiering: **TFPAR** e **TFGER**.
— modelo ARMA (1,1) periódico: **ARMPAR** e **ARMGER**
— modelo de harmónicos: **HARPAR** e **HARGER**
— modelo multivariado de Stedinger: **MSTPAR** e **MSTGER**

São dados para as subrotinas de cálculo de parâmetros nos modelos univariados:

— o número de anos da série histórica de escoamentos, **N**;
— a série histórica de escoamentos mensais, **Y**;
— a indicação da transformação logarítmica pretendida, **ITR**.

No modelo multivariado, é ainda necessário indicar o número de estações que compõem a série histórica.

Todos os modelos considerados geram séries de valores com distribuição normal o que não é desejável pois habitualmente as séries de escoamentos são assimétricas. Para resolver este problema, optou-se por impôr às séries históricas uma transformação logarítmica de normalização, efectuando uma operação inversa nas séries sintéticas. Admitiu-se que as distribuições das séries históricas eram log-normal de dois ou três parâmetros sendo esses parâmetros obtidos pelo método dos momentos ou pelo método da máxima verosimilhança, para a distribuição de dois parâmetros, e pelo método dos momentos ou pelo método dos quantis, para a distribuição de três parâmetros.

a) Transformação **LN2M** (log-normal de dois parâmetros, método dos momentos)
— série transformada $X = ln\ Y$, X tem distribuição normal;
— parâmetros:

$$\text{média} \qquad \bar{X} = 0.5\ ln \frac{\bar{Y}^4}{\bar{Y}^2 + S_y^2} \qquad \text{(D.1)}$$

$$\text{variância} \qquad S_x^2 = ln \left(1 + \frac{S_y^2}{\bar{Y}^2}\right)$$

b) *Transformação* **LN2V** (log-normal de dois parâmetros, método da máxima verosimilhança)

— série transformada $X = ln\ Y$, X tem distribuição normal;

— os parâmetros são a média $\bar{X}$ e a variância S_X^2 calculados directamente a partir da série transformada X.

c) Transformação **LN3M** (log-normal de três parâmetros, método dos momentos)

— série transformada $X = ln\ (Y - a)$, X tem distribuição normal;

— parâmetros $\bar{X}$, S_X^2, a: obtidos a partir das seguintes expressões (MATALAS 1967)

$$\bar{Y} = a + \exp\left(\frac{S_x^2}{2} + \bar{X}\right)$$

$$S_y^2 = \exp\ (2\ S_x^2 + 2\ \bar{X}) - \exp\left(S_x^2 + 2\ \bar{X}\right) \qquad \text{(D.2)}$$

$$g_y = \left[\exp\ (3\ S_x^2\right) - 3\ \exp\left(S_x^2\right) + 2\right] / \left[\exp\left(S_x^2\right) - 1\right]^{3/2}$$

em que g_y é o coeficiente de assimetria da série Y. CHARBENEAU 1978 indica um processo de resolução directa das equações (D.2) fazendo a mudança de variável $\lambda = \exp\ S_Y^2$.

d) Transformação **LN3Q** (log-normal de três parâmetros, método dos quantis)

— série transformada $X = ln\ (Y - a)$, X tem distribuição normal;

— os parâmetros $\bar{X}$, S_X^2, a podem ser obtidos a partir das seguintes expressões (STEDINGER 1980):

$$\bar{X} = ln \frac{Y_n - Y_{med}}{\exp\left[\phi^{-1}\left(\frac{n-1}{n}\right) S_x\right] - 1}$$

$$S_x = \frac{1}{\phi^{-1}\left(\frac{n-1}{n}\right)}\ ln\left(\frac{Y_n - Y_{med}}{Y_{med} - Y_1}\right) \qquad \text{(D.3)}$$

$$a = Y_{med} - \exp\ (\bar{X})$$

em que n é o número de valores da série Y; Y_1 é o seu valor mínimo, Y_{med} o valor mediano e Y_n o seu valor máximo; ϕ é a função de distribuição normal.

Apresentam-se a seguir os programas de computador dos cinco modelos de geração sintética analisados e das quatro transformações logarítmicas utilizadas. As subrotinas das transformações logarítmicas foram designadas por **LN2M**, **LN2V**, **LN3M** e **LN3Q**.

BIBLIOGRAFIA

CHARBENEAU, R. 1978 — *Comparison of the Two- and Three-Parameter Log-Normal Distributions Used in Streamflow Synthesis* — Water Resources Research, vol. 14, n.º 1, 1978, p. 149-150.

MATALAS, N. 1967 — *Mathematical Assessment of Synthetic Hydrology* — Water Resources Research, vol. 3, n.º 4, 1967, p. 937-945.

STEDINGER, J. 1980 — *Fitting Log-Normal Distributions to Hydrologic Data* — Water Resources Research, vol. 16, n.º3, 1980, p. 481-490.

```
C        SUBROTINA STEPAR - DETERMINA OS PARAMETROS DO MODELO
C        DE GERACAO SINTETICA DE STEDINGER-PEI.

         SUBROUTINE STEPAR (Y,ALFA,BETA,GAMA,DELTA,SV,TAU,N,ITR,
     1    ZANT,Y12,W,ZFIX)
         DIMENSION Y(50,12),ALFA(12),BETA(12),GAMA(12),DELTA(12),
     1    SV(12),TAU(12),W(12),X(50),RX(50,4),B(4,7),XYBAR(4),NBR(6),
     2    TEMP(4),A(10),ANOVA(14),VARB(6),YREG(50),AA(3,3),YM(12),
     3    YST(12),YAS(12),ZY(50),YAUX(50),YTR(50)

C        INICIALIZACAO DE VARIAVEIS

         DO 1 I=1,N
         DO 1 J=1,4
            RX(I,J)=0.
1        CONTINUE
         DO 5 I=1,12
            TAU(I)=0.
            DELTA(I)=0.
5        CONTINUE
         NA=N-1
         NBR(2)=NA
         NBR(3)=NA
         NBR(4)=1
         NBR(5)=1
         NBR(6)=1

C        TRANSFORMACAO LOGARITMICA

         DO 10 J=1,12
            DO 11 I=1,N
               YAUX(I)=Y(I,J)
11          CONTINUE
            IF (ITR.EQ.1) CALL LN2M (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,RO)
            IF (ITR.EQ.2) CALL LN3M (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,RO)
            IF (ITR.EQ.3) CALL LN3Q (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,RO)
            IF (ITR.EQ.4) CALL LN2V (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,RO)
            YM(J)=RM
            YST(J)=RST
            TAU(J)=TA
            DO 14 I=1,N
               Y(I,J)=YTR(I)
14          CONTINUE
10       CONTINUE

C        DETERMINACAO DOS PARAMETROS DO MODELO

         Y12=Y(N,12)
         DO 16 J=1,12
            W(J)=EXP(YM(J)+0.5*YST(J)*YST(J))
16       CONTINUE
         ZFIX=0.
         DO 17 J=1,12
            ZFIX=ZFIX-W(J)*YM(J)+TAU(J)+EXP(YM(J))
17       CONTINUE

         DO 18 I=1,N
            ZY(I)=ZFIX
```

```
         DO 19 J=1,12
            ZY(I)=ZY(I)+W(J)*Y(I,J)
19       CONTINUE
18    CONTINUE
      ZANT=ZY(N)
      DO 20 IT=1,12
         NV=3
         IF (IT.LT.3) NV=2
         N2=NV*NV
         DO 21 I1=1,NA
            I=I1+1
            IF (IT.GT.1) RX(I1,1)=Y(I,IT-1)
            IF (IT.EQ.1) RX(I1,1)=Y(I1,12)
            RX(I1,2)=ZY(I1)
            IF (IT.LT.3) GO TO 22
            RX(I1,3)=0.
            DO 22 IS=1,IT-1
               RX(I1,3)=RX(I1,3)+W(IS)*Y(I,IS)
22          CONTINUE
            IF (NV.EQ.2) RX(I1,3)=Y(I,IT)
            IF (NV.EQ.3) RX(I1,4)=Y(I,IT)
21       CONTINUE
         CALL BECOVM (RX,NA,NBR,TEMP,XYBAR,A,IER)
         CALL RLMUL (A,XYBAR,NA,NV,0.5,ANOVA,B,4,VARB,IER)
         BETA(IT)=B(1,1)
         GAMA(IT)=B(2,1)
         IF (IT.GT.2) DELTA(IT)=B(3,1)
         IF (IT.LT.3) ALFA(IT)=B(3,1)
         IF (IT.GE.3) ALFA(IT)=B(4,1)
         SV(IT)=ANOVA(12)
20    CONTINUE

      RETURN
      END

C     SUBROTINA STEGER - GERA MES A MES ESCOAMENTOS SINTETICOS
C     NUMA ESTACAO, UTILIZANDO O MODELO DE STEDINGER-PEI E A
C     PARTIR DOS PARAMETROS CALCULADOS PELA SUBROTINA STEPAR.

      SUBROUTINE STEGER (Y,ALFA,BETA,GAMA,DELTA,SV,TAU,ITR,
     1 W,SUM,ZANT,XANT,X,IT,IX,ZFIX,ZN)
      DIMENSION ALFA(12),BETA(12),GAMA(12),DELTA(12),SV(12),
     1 TAU(12),W(12)
      X=ALFA(IT)+BETA(IT)*XANT+GAMA(IT)*ZANT
      IF (IT.EQ.1) GO TO 1
      SUM=SUM+W(IT-1)*XANT
      X=X+DELTA(IT)*SUM
1     CONTINUE
      X=X+SV(IT)*GGNQF(IX)
      XANT=X
      ZN=ZN+W(IT)*X
      IF (IT.NE.12) GO TO 2
      SUM=0.
      ZANT=ZN+ZFIX
      ZN=0.
2     CONTINUE
      IF (ITR.EQ.0) Y=X
      IF (ITR.GT.0) Y=EXP(X)+TAU(IT)
```

```
      RETURN
      END

C     SUBROTINA TFPAR - DETERMINA OS PARAMETROS DO MODELO DE
C     GERACAO SINTETICA DE THOMAS-FIERING.

      SUBROUTINE TFPAR (Y,YM,YST,RO,A,N,ITR)
      DIMENSION Y(50,12),YM(12),YST(12),YAS(12),RO(12),A(12),
     1 Y1(50),Y2(50),YAUX(50),YTR(50)
      DO 5 J=1,12
         A(J)=0.
5     CONTINUE

C     TRANSFORMACAO LOGARITMICA E CALCULO DOS PARAMETROS

      CALL STMES (Y,N,12,YM,YST,YAS,50)
      IF (ITR.EQ.0) GO TO 10
      DO 10 J=1,12
         DO 11 I=1,N
            YAUX(I)=Y(I,J)
11       CONTINUE
         IF (ITR.EQ.1) CALL LN2M (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,COR)
         IF (ITR.EQ.2) CALL LN3M (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,COR)
         IF (ITR.EQ.3) CALL LN3Q (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,COR)
         IF (ITR.EQ.4) CALL LN2V (YAUX,N,YTR,TA,RM,RST,COR)
         YM(J)=RM
         YST(J)=RST
         A(J)=TA
         DO 12 I=1,N
            Y(I,J)=YTR(I)
12       CONTINUE
10    CONTINUE
      CALL CORMAM (Y,N,12,RO,Y1,Y2,50)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA TFGER - GERA MES A MES ESCOAMENTOS SINTETICOS NUMA
C     ESTACAO, UTILIZANDO O MODELO DE THOMAS-FIERING E A PARTIR
C     DOS PARAMETROS CALCULADOS PELA SUBROTINA TFPAR.

      SUBROUTINE TFGER (Y,YM,YST,RO,A,ITR,X,J,IX)
      DIMENSION YM(12),YST(12),RO(12),A(12)
      L=J-1
      IF (L.EQ.0) L=12
      X=YM(J)+RO(J)*(X-YM(L))*YST(J)/YST(L)+SQRT(1.-RO(J)*RO(J))
     1 *YST(J)*GGNFQ(IX)
      IF (ITR.EQ.0) Y=X
      IF (ITR.GT.0) Y=EXP(X)+A(J)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA ARMPAR - DETERMINA OS PARAMETROS DO MODELO
C     DE GERACAO SINTETICA ARMA(1,1).

      SUBROUTINE ARMPAR (Y,YM,YST,BETA,TETA,FI,N,ITR)
      DIMENSION Y(50,12),YST(12),BETA(12),TETA(12),YAUX(50),
     1 YTR(50),TAU(12),YC(12,12),YM(12),Y1(50),Y2(50),COR(12)
```

```
      NM=12*N
      DO 1 J=1,12
         YC(J,J)=1.
1     CONTINUE
C     TRANSFORMACAO LOGARITMICA
      DO 15 J=1,12
         DO 16 I=1,N
            YAUX(I)=Y(I,J)
16       CONTINUE
         IF (ITR.EQ.1) CALL LN2M (YAUX,N,YTR,A,YM(J),YST(J),RO)
         IF (ITR.EQ.4) CALL LN2V (YAUX,N,YTR,A,YM(J),YST(J),RO)
15    CONTINUE
      DO 19 I=1,N
      DO 19 J=1,12
         Y(I,J)=ALOG(Y(I,J))
19    CONTINUE
      DO 5 I=1,12
      DO 5 J=1,12
         IF (I.EQ.J) GO TO 5
         DO 10 L=2,N
            Y1(L-1)=Y(L,I)
            L1=L
            IF (J.GT.I) L1=L-1
            Y2(L-1)=Y(L1,J)
10       CONTINUE
         CALL CORR (N-1,Y1,Y2,YC(I,J))
5     CONTINUE
C     CALCULO DOS PARAMETROS FI, TETA, BETA
      FI=-0.05
      SUM1=1.E5
      DO 30 IF=1,20
         FI=FI+0.05
         SUM2=0.
         DO 20 I=1,12
         DO 20 J=1,12
            IF (I.EQ.J) GO TO 20
            J1=J+1
            IF (J1.EQ.13) J1=1
            IJ=I-J-1
            IF (IJ.LT.0) IJ=IJ+12
            SUM2=SUM2+(YC(I,J)-FI**FLOAT(IJ)*YC(J1,J))**2.
20    CONTINUE
      IF (SUM2.LT.SUM1) FIN=FI
      IF (SUM2.LT.SUM1) SUM1=SUM2
30    CONTINUE
      FI=FIN
      DO 35 J=1,12
         J1=J-1
         IF (J1.EQ.0) J1=12
         COR(J)=YC(J,J1)
35    CONTINUE
      CALL BTETA (FI,COR,BETA,TETA)

      RETURN
```

```
      END

C     SUBROTINA ARMGER - GERA MES A MES ESCOAMENTOS SINTETICOS
C     NUMA ESTACAO, UTILIZANDO O MODELO ARMA(1,1) E A PARTIR DOS
C     PARAMETROS CALCULADOS PELA SUBROTINA ARMPAR.

      SUBROUTINE ARMGER (Y,YM,YST,BETA,TETA,FI,ITR,X,EPS,IT,IX)
      DIMENSION YST(12),BETA(12),TETA(12),YM(12)
      X=FI*X-TETA(IT)*EPS
      EPS=GGNFQ(IX)*BETA(IT)
      X=X+EPS
      Y=EXP(YM(IT)+YST(IT)*X)

      RETURN
      END

C     SUBROTINA BTETA - DETERMINA OS VALORES DOS PARAMETROS BETA
C     E TETA (VECTORES) EM FUNCAO DE FI E DO CORRELOGRAMA.

      SUBROUTINE BTETA (FI,COR,BETA,TETA)
      DIMENSION COR(12),BETA(12),TETA(12),B2(12)
      TOL=0.01
      DO 10 J=1,12
         B2(J)=1.
         TETA(J)=1.
10    CONTINUE
      B2(12)=FI-COR(1)
      ITER=0
20    CONTINUE
      IC=0
      DO 15 I=1,12
         ITER=ITER+1
         J=I-1
         IF (J.EQ.0) J=12
         TN=(FI-COR(I))/B2(J)
         IF (ABS(TN-TETA(I)).GT.TOL) IC=IC+1
         TETA(I)=TN
         TB=TETA(I)*B2(J)
         B2N=1.-FI*COR(I)-TB*TETA(I)+FI*TB
         IF (ABS(B2N-B2(I)).GT.TOL) IC=IC+1
         B2(I)=B2N
15    CONTINUE
      IF (ITER.GT.100) STOP 'NAO CONVERGE DEPOIS DE 100 ITERACOES'
      IF (IC.GT.0) GO TO 20
      DO 25 J=1,12
         IF (B2(J).LT.0.) B2(J)=0.
         BETA(J)=SQRT(B2(J))
25    CONTINUE

      RETURN
      END

C     SUBROTINA HARPAR - DETERMINA OS PARAMETROS DO MODELO DE
C     GERACAO SINTETICA DE HARMONICOS.

      SUBROUTINE HARPAR (Y,AM,BM,CM,AS,BS,CS,TAU,ZM,ZS,RO,N,ITR)
      DIMENSION Y(50,12),TAU(12),Z(600),
     1 YM(12),YST(12),YAS(12),YAUX(50),YTR(50),BM(6),CM(6),
     2 BS(6),CS(6),SM(6),SS(6),ALFA(12),BETA(12)
```

```
     3   ,ZAU(50,12),RO(12),RO1(12)

         S1=0.
         S2=0.
         NM=12*N
         PI=3.1416
         DO 1 J=1,12
            TAU(J)=0.0
 1       CONTINUE
         AM=0.
         AS=0.
         DO 2 J=1,6
            BM(J)=0.
            CM(J)=0.
            BS(J)=0.
            CS(J)=0.
 2       CONTINUE

 C       TRANSFORMACAO LOGARITMICA

         CALL STMES (Y,N,12,YM,YST,YAS,YAUX,50)
         IF (ITR.EQ.0) GO TO 10
         DO 10 J=1,12
            DO 11 I=1,N
               YAUX(I)=Y(I,J)
 11         CONTINUE
            IF (ITR.EQ.1) CALL LN2M (YAUX,N,YTR,TAU(J),YM(J),
     1   YST(J),RO)
            IF (ITR.EQ.2) CALL LN3M (YAUX,N,YTR,TAU(J),YM(J),
     1   YST(J),RO)
            IF (ITR.EQ.3) CALL LN3Q (YAUX,N,YTR,TAU(J),YM(J),
     1   YST(J),RO)
            IF (ITR.EQ.4) CALL LN2V (YAUX,N,YTR,TAU(J),YM(J),
        1   YST(J),RO)
            DO 14 I=1,N
               Y(I,J)=YTR(I)
 14         CONTINUE
 10      CONTINUE
         IF (ITR.EQ.2.OR.ITR.EQ.3) CALL STMES (Y,N,12,YM,YST,YAS,
     1   YAUX,50)

 C       AJUSTAMENTO DAS MEDIAS E DESVIOS PADRAO

         DO 20 J=1,12
            AM=AM+YM(J)
            AS=AS+YST(J)
            DO 21 I=1,6
               ARG=PI*I*J/6.
               BM(I)=BM(I)+YM(J)*COS(ARG)
               CM(I)=CM(I)+YM(J)*SIN(ARG)
               BS(I)=BS(I)+YST(J)*COS(ARG)
               CS(I)=CS(I)+YST(J)*SIN(ARG)
 21         CONTINUE
 20      CONTINUE
         AM=AM/12.
         AS=AS/12.
         DO 22 I=1,6
            BM(I)=BM(I)/6.
            CM(I)=CM(I)/6.
```

```
            BS(I)=BS(I)/6.
            CS(I)=CS(I)/6.
22       CONTINUE
         DO 40 I=1,6
            SM(I)=0.5*(BM(I)**2.+CM(I)**2.)
            SS(I)=0.5*(BS(I)**2.+CS(I)**2.)
            S1=S1+SM(I)
            S2=S2+SS(I)
40       CONTINUE
         DO 5 I=1,6
            SM(I)=SM(I)/S1
            SS(I)=SS(I)/S2
5        CONTINUE
         TYPE *,SM
         TYPE 6
6        FORMAT (/,4X,'VALOR LIMITE PARA MEDIA ?')
         ACCEPT *,RLM
         TYPE *,SS
         TYPE 7
7        FORMAT (/,4X,'VALOR LIMITE PARA DESVIO PADRAO ?')
         ACCEPT *,RLS
         I1=0
         I2=0
         DO 41 I=1,6
            IF (SM(I).LT.RLM) GO TO 42
            I1=I1+1
            BM(I1)=BM(I)
            CM(I1)=CM(I)
42          CONTINUE
            IF (SS(I).LT.RLS) GO TO 41
            I2=I2+1
            BS(I2)=BS(I)
            CS(I2)=CS(I)
41       CONTINUE
         IF (I1.EQ.6) GO TO 43
         DO 43 I=I1+1,6
            BM(I)=0.
            CM(I)=0.
43       CONTINUE
         IF (I2.EQ.6) GO TO 44
         DO 44 I=I2+1,6
            BS(I)=0.
            CS(I)=0.
44       CONTINUE
         DO 23 J=1,12
            ALFA(J)=AM
            BETA(J)=AS
            DO 24 I=1,6
               ARG=PI*I*J/6.
               ALFA(J)=ALFA(J)+BM(I)*COS(ARG)+CM(I)*SIN(ARG)
               BETA(J)=BETA(J)+BS(I)*COS(ARG)+CS(I)*SIN(ARG)
24          CONTINUE
23       CONTINUE

C        CALCULO DA SERIE DE RESIDUOS E DAS SUAS ESTATISTICAS

         DO 25 J=1,12
            TAU(J)=EXP(YM(J))+TAU(J)-EXP(ALFA(J))
25       CONTINUE
```

```
      I1=0
      DO 30 I=1,N
      DO 30 J=1,12
         I1=I1+1
         ZAU(I,J)=(Y(I,J)-ALFA(J))/BETA(J)
         Z(I1)=ZAU(I,J)
30    CONTINUE
      CALL STMES (ZAU,N,12,YM,YST,YAS,YAUX,50)
      DO 31 J=1,12
      DO 31 I=1,N
         ZAU(I,J)=(ZAU(I,J)-YM(J))/YST(J)
31    CONTINUE
      CALL CORMAM (ZAU,N,12,RO,YAUX,YTR,50)
      CALL STAN (Z,NM,ZM,ZS,ZA)
      DO 32 I=1,NM
         Z(I)=(Z(I)-ZM)/ZS
32    CONTINUE
      CALL AUTOCO (12*N,Z,1,RW)
      XN=ZAU(N,12)
      DO 33 I=1,N
      DO 33 J=1,12
         XAU=ZAU(I,J)
         ZAU(I,J)=ZAU(I,J)-RW*XN
         XN=XAU
33    CONTINUE
      CALL CORMAM (ZAU,N,12,RO1,YAUX,YTR,50)

C     TESTE DE ANDERSON PARA VERIFICAR SE OS COEFICIENTES DE
C     CORRELACAO DOS RESIDUOS SAO SIGNIFICATIVAMENTE DIFERENTES
C     DE ZERO (AO NIVEL DE SIGNIFICANCIA DE 95%)

      DO 34 I=1,12
         VAX=1.96*SQRT(FLOAT(N-2))
         IF (RO(I).GT.(-1.+VAX)/(N-1)) RETURN
         IF (RO(I).LT.(-1.-VAX)/(N-1)) RETURN
34    CONTINUE
      DO 35 I=1,12
         RO(I)=RW
35    CONTINUE

      RETURN
      END

C     SUBROTINA HARGER - GERA MES A MES ESCOAMENTOS SINTETICOS
C     NUMA ESTACAO, UTILIZANDO O MODELO DE HARMONICOS E A PARTIR
C     DOS PARAMETROS CALCULADOS PELA SUBROTINA HARPAR.

      SUBROUTINE HARGER (Y,AM,BM,CM,AS,BS,CS,TAU,ZM,ZS,RO,ITR,W,
     1 IT,IX)
      DIMENSION BM(6),CM(6),BS(6),CS(6),TAU(12),RO(12)
      PI=3.1416
      W=RO(IT)*W+SQRT(1.-RO(IT)**2.)*GGNFQ(IX)
      Z=ZM+W*ZS
      X=AS
      DO 10 I=1,6
         ARG=PI*I*IT/6.
         X=X+BS(I)*COS(ARG)+CS(I)*SIN(ARG)
10    CONTINUE
      X=X*Z+AM
```

```
      DO 15 I=1,6
         ARG=PI*I*IT/6.
         X=X+BM(I)*COS(ARG)+CM(I)*SIN(ARG)
15    CONTINUE
      IF (ITR.EQ.0) Y=X
      IF (ITR.GT.0) Y=EXP(X)+TAU(IT)
      RETURN
      END

C     SUBROTINA MSTPAR - DETERMINA OS PARAMETROS DO MODELO MULTI-
C     VARIADO DE STEDINGER PARA NE ESTACOES

      SUBROUTINE MSTPAR (Y,ALFA,BETA,GAMA,DELTA,BB,TAU,NE,NA,NA1,
     1 ZANT,Y12,W,ZFIX,RX)

      DIMENSION ALFA(12,6),BETA(12,6),GAMA(12,6),DELTA(12,6),TAU
     1 (12,6),W(12,6),YM(12,6),YST(12,6),ZY(50,6),YAUX(50),YTR
     1 (50),ZANT(6),Y12(6),ZFIX(6),RX(NA1,4),B(4,7),XYBAR(4),NBR
     1 (6),TEMP(4),A(10),ANOVA(14),VARB(6),Y(6,25,12),V(6,25,12),
     1 BB(12,21),V1(21),V2(21)

C     INICIALIZACAO DE VARIAVEIS

      DO 1 I=1,NA1
      DO 1 J=1,4
         RX(I,J)=0.
1     CONTINUE
      DO 2 I=1,NE
      DO 2 J=1,12
         TAU(J,I)=0.
         DELTA(J,I)=0.
2     CONTINUE
      NBR(2)=NA1
      NBR(3)=NA1
      NBR(4)=1
      NBR(5)=1
      NBR(6)=1

C     TRANSFORMACAO LOGARITMICA E CALCULO DE ESTATISTICAS BASICAS

      DO 12 L=1,NE
         DO 10 J=1,12
            DO 11 I=1,NA
               YAUX(I)=Y(L,I,J)
11          CONTINUE
            CALL LN3Q (YAUX,NA,YTR,TA,RM,RST,RO)
            YM(J,L)=RM
            YST(J,L)=RST
            TAU(J,L)=TA
            DO 14 I=1,NA
               Y(L,I,J)=YTR(I)
14          CONTINUE
10       CONTINUE
12    CONTINUE

C     DETERMINACAO DOS COEFICIENTES W,ZFIX,ZANT,Y12

      DO 13 L=1,NE
         Y12(L)=Y(L,NA,12)
```

```
      DO 16 J=1,12
         W(J,L)=EXP(YM(J,L)+0.5*YST(J,L)*YST(J,L))
16    CONTINUE
      ZFIX(L)=0.
      DO 17 J=1,12
         ZFIX(L)=ZFIX(L)-W(J,L)*YM(J,L)+TAU(J,L)+EXP(YM(J,L))
17    CONTINUE
      DO 18 I=1,NA
         ZY(I,L)=ZFIX(L)
         DO 19 J=1,12
            ZY(I,L)=ZY(I,L)+W(J,L)*Y(L,I,J)
19       CONTINUE
18    CONTINUE
      ZANT(L)=ZY(NA,L)
13    CONTINUE
C     DETERMINACAO DOS PARAMETROS ALFA,BETA,GAMA,DELTA,SV
      DO 20 J=1,12
         NV=3
         IF (J.LT.3) NV=2
         N2=NV*NV
         NBR(1)=NV+1
         DO 25 L=1,NE
            DO 21 I1=1,NA1
               I=I1+1
               IF (J.GT.1) RX(I1,1)=Y(L,I,J-1)
               IF (J.EQ.1) RX(I1,1)=Y(L,I1,12)
               RX(I1,2)=ZY(I1,L)
               IF (J.GE.3) GO TO 23
               RX(I1,3)=Y(L,I,J)
               GO TO 21
23             RX(I1,3)=0.
               DO 22 IS=1,J-1
                  RX(I1,3)=RX(I1,3)+W(IS,L)*Y(L,I,IS)
22             CONTINUE
               RX(I1,4)=Y(L,I,J)
21          CONTINUE
            NV1=NV+1
            CALL BECOVM (RX,NA1,NBR,TEMP,XYBAR,A,IER)
            CALL RLMUL (A,XYBAR,NA1,NV,0.5,ANOVA,B,4,VARB,IER)
            BETA(J,L)=B(1,1)
            GAMA(J,L)=B(2,1)
            IF (J.GT.2) DELTA(J,L)=B(3,1)
            IF (J.LT.3) ALFA(J,L)=B(3,1)
            IF (J.GT.2) ALFA(J,L)=B(4,1)
25       CONTINUE
20    CONTINUE
C     DETERMINACAO DOS RESIDUOS DAS SERIES Y
      DO 30 L=1,NE
      DO 30 I1=1,NA1
         I=I1+1
         SUM=0.
         DO 40 J=1,12
            V(L,I1,J)=Y(L,I,J)-ALFA(J,L)-GAMA(J,L)*ZY(I1,L)
            IF (J.GT.1) V(L,I1,J)=V(L,I1,J)-BETA(J,L)*Y(L,I,J-1)
            IF (J.EQ.1) V(L,I1,J)=V(L,I1,J)-BETA(J,L)*Y(L,I1,12)
```

```
              IF (J.GT.2) V(L,I1,J)=V(L,I1,J)-DELTA(J,I)*SUM
              SUM=SUM+W(J,L)*Y(L,I,J)
40         CONTINUE
30       CONTINUE

C        CALCULO DAS MATRIZES DE COVARIANCIA DOS RESIDUOS E DAS
C        MATRIZES B

         DO 50 J=1,12
            IC=0

            DO 51 L1=1,6
            DO 51 L2=1,6
               IC=IC+1
               DO 52 I=1,NA1
                  YAUX(I)=V(L1,I,J)
                  YTR(I)=V(L2,I,J)
52             CONTINUE
               CALL STAN (YAUX,NA1,Y1M,ST,AS)
               CALL STAN (YTR,NA1,Y2M,ST,AS)
               CALL COVAR (NA1,YAUX,YTR,Y1M,Y2M,V1(IC))
51          CONTINUE
            CALL LUDECP (V1,V2,6,DA1,DA2,IER)
            IC=0
            DO 53 L1=1,6
            DO 53 L2=1,L1
               IC=IC+1
               IF (L1.NE.L2) GO TO 54
               V2(IC)=1./V2(IC)
54             BB(J,IC)=V2(IC)
53          CONTINUE
50       CONTINUE

         RETURN
         END


C        SUBROTINA MSTGER - GERA MES A MES ESCOAMENTOS MENSAIS SINTE-
C        TICOS EM NE ESTACOES PELO MODELO MULTIVARIADO DE STEDINGER

         SUBROUTINE MSTGER (Y,ALFA,BETA,GAMA,DELTA,BB,TAU,NE,W,SUM,
      1   ZANT,XANT,X,IT,IX,ZFIX,ZN)

         DIMENSION Y(6),ALFA(12,6),BETA(12,6),GAMA(12,6),DELTA(12,6),
      1   TAU(12,6),W(12,6),SUM(6),ZANT(6),XANT(6),X(6),ZFIX(6),ZN(6)
      1   ,BB(12,21),V(21),RV(1,6),WKVEC(6)
         DOUBLE PRECISION IX
         WKVEC(1)=1.
         DO 1 I=1,21
            V(I)=BB(IT,I)
1        CONTINUE
         CALL GGNSM (IX,1,6,V,1,RV,WKVEC,IER)
         DO 2 I=1,6
            X(I)=RV(1,I)
2        CONTINUE
         DO 10 L=1,NE
            X(L)=X(L)+ALFA(IT,L)+BETA(IT,L)*XANT(L)+GAMA(IT,L)*ZANT(L)
            IF (IT.GT.1) SUM(L)=SUM(L)+W(IT-1,L)*XANT(L)
            IF (IT.GT.1) X(L)=X(L)+DELTA(IT,L)*SUM(L)
            Y(L)=EXP(X(L))+TAU(IT,L)
```

```
10      CONTINUE
        DO 25 L=1,NE
           XANT(L)=X(L)
           ZN(L)=ZN(L)+W(IT,L)*X(L)
           IF (IT.NE.12) GO TO 25
           SUM(L)=0.
           ZANT(L)=ZN(L)+ZFIX(L)
           ZN(L)=0.
25      CONTINUE

        RETURN
        END

C       SUBROTINA LN3M - TRANSFORMA A SERIE Y COM DISTRIBUICAO LOG-
C       -NORMAL DE TRES PARAMETROS NA SERIE YTR COM DISTRIBUICAO
C       NORMAL UTILIZANDO O METODO DOS MOMENTOS

        SUBROUTINE LN3M (Y,N,YTR,A,YM,YST,RO)
        DIMENSION Y(1),YTR(1)
        CALL STAN (Y,N,YM,YST,YAS)
        IF (YAS.LE.0) STOP 'ASSIMETRIA NEGATIVA OU NULA'
        CALL AUTOCO (N,Y,1,RO)
        YA2=YAS*YAS
        RP1=1.+YA2/2.
        RP2=SQRT(YA2+YA2*YA2/4.)
        FI=(RP1+RP2)**(1./3.)+(RP1-RP2)**(1./3.)-1.
        RO=ALOG(RO*(FI-1.)+1.)/ALOG(FI)
        A=YM-SQRT(YST*YST/(FI-1.))
        YM=0.5*ALOG(YST*YST/(FI*FI-FI))
        YST=SQRT(ALOG(FI))
        DO 10 I=1,N
           YTR(I)=ALOG(Y(I)-A)
10      CONTINUE
        RETURN
        END

C       SUBROTINA LN3Q - TRANSFORMA A SERIE Y COM DISTRIBUICAO LOG-
C       -NORMAL DE TRES PARAMETROS NA SERIE YTR COM DISTRIBUICAO
C       NORMAL UTILIZANDO O METODO DOS QUANTIS

        SUBROUTINE LN3Q (Y,N,YTR,A,YM,YST,RO)
        DIMENSION Y(1),YTR(1)
        CALL MIMEMA (Y,N,Y1,YMED,YN)
        IF ((Y1+YN)/2..LE.YMED) STOP 'ASSIMETRIA NEGATIVA OU NULA'
        P=N/FLOAT(N+1)
        CALL MDNRIS (P,PI,IER)
        YST=ALOG((YN-YMED)/(YMED-Y1))/PI
        YM=ALOG((YN-YMED)/(EXP(PI*YST)-1.))
        A=YMED-EXP(YM)
        DO 10 I=1,N
           YTR(I)=ALOG(Y(I)-A)
10      CONTINUE
        CALL AUTOCO (N,YTR,1,RO)
        RETURN
        END

C       SUBROTINA MIMEMA - DETERMINA O VALOR MINIMO Y1, A MEDIANA
C       YMED E O VALOR MAXIMO YN DA SERIE Y COM N VALORES
```

```
      SUBROUTINE MIMEMA (Y,N,Y1,YMED,YN)
      DIMENSION Y(1),YORD(1000)
      YORD(1)=Y(1)
      DO 10 I=2,N
         J=I
         YORD(J)=Y(I)
         DO 20 L=J,2,-1
            IF (YORD(L).GE.YORD(L-1)) GO TO 10
            SAVE=YORD(L-1)
            YORD(L-1)=YORD(L)
            YORD(L)=SAVE
20       CONTINUE
10    CONTINUE
      YN=YORD(N)
      Y1=YORD(1)
      N1=N/2+1
      IF ((FLOAT(N/2)-FLOAT(N)/2.).EQ.0.) GO TO 30
      YMED=YORD(N1)
      RETURN
30    YMED=(YORD(N1)+YORD(N1-1))/2.
      RETURN
      END

C     SUBROTINA LN2M - TRANSFORMA A SERIE Y COM DISTRIBUICAO LOG-
C     -NORMAL DE DOIS PARAMETROS NA SERIE YTR COM DISTRIBUICAO
C     NORMAL.OS PARAMETROS SAO CALCULADOS PELO METODO DOS MOMENTOS

      SUBROUTINE LN2M (Y,N,YTR,A,YM,YST,RO)
      DIMENSION Y(1),YTR(1)
      CALL STAN (Y,N,RM,RST,YAS)
      AUX=RM*RM+RST*RST
      YM=0.5*ALOG(RM**4./AUX)
      YST=ALOG(AUX/(RM*RM))**0.5
      A=0.
      DO 10 I=1,N
         YTR(I)=ALOG(Y(I))
10    CONTINUE
      CALL AUTOCO (N,YTR,1,RO)
      RETURN
      END

C     SUBROTINA LN2V - TRANSFORMA A SERIE Y COM DISTRIBUICAO LOG-
C     -NORMAL DE DOIS PARAMETROS NA SERIE YTR COM DISTRIBUICAO
C     NORMAL. OS PARAMETROS SAO CALCULADOS PELO METODO DA MAXIMA
C     VEROSIMILHANCA

      SUBROUTINE LN2V (Y,N,YTR,A,YM,YST,RO)
      DIMENSION Y(1),YTR(1)
      DO 10 I=1,N
         YTR(I)=ALOG(Y(I))
10    CONTINUE
      CALL STAN (YTR,N,YM,YST,YAS)
      CALL AUTOCO (N,YTR,1,RO)
      RETURN
      END
```

ANEXO E

COMPARAÇÃO DE MODELOS DE GERAÇÃO SINTÉTICA

ÍNDICES

Texto

Figuras

Quadros

ANEXO E

COMPARAÇÃO DE MODELOS DE GERAÇÃO SINTÉTICA

E.1 — CRITÉRIOS DE COMPARAÇÃO DOS MODELOS DE GERAÇÃO SINTÉTICA

Para a comparação dos modelos de geração sintética de escoamentos mensais, adoptaram-se 67 índices agrupados em dois critérios:

— critério de semelhança estatística - o modelo deve reproduzir as estatísticas da série histórica;

— critério de semelhança de resposta - o modelo deve conduzir a resultados (características de armazenamento e falhas) similares aos da série histórica.

a) Critério de semelhança estatística - considerou-se que os modelos devem reproduzir as médias, desvios padrão, coeficientes de assimetria e coeficientes de correlação de intervalo 1 das séries mensais e anuais, num total de 52 índices. Estas estatísticas são calculadas pelos seguintes estimadores:

Média
$$\bar{X}=\frac{\sum_{i=1}^{N} X_i}{N}$$

Desvio padrão
$$S_x=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} X_i^2-N\,\bar{X}^2}{N-1}}$$

Coeficiente de assimetria
$$g_x=\frac{\left(\sum_{i=1}^{N} X_i^3-3\,\bar{X}\sum_{i=1}^{N} X_i^2+2\,N\,\bar{X}^3\right)N}{(N-1)\,(N-2)\,s_x^3} \qquad \text{(E.1)}$$

Coeficiente de autocorrelação anual
$$r_{xa}=\frac{\sum_{i=1}^{N} X_i\,X_{i-1}-(N-1)\,\bar{X}^2}{(N-2)\,s_x^2}$$

Coeficiente de correlação entre as séries do mês j e do mês $j-1$
$$r_{xj}=\frac{\sum_{i=1}^{N} X_j^i\,X_{j-1}^i-N\,\bar{X}_j\,\bar{X}_{j-1}}{(N-1)\,S_j\,S_{j-1}}$$

sendo X uma série estacionária com N valores.

Exceptuando a média $\bar{X}$, os outros estimadores apresentam *viés*. O viés é uma das componentes que caracterizam o afastamento do estimador em relação ao valor da população sendo a outra componente a *variância do estimador*, var_e. Estas duas componentes combinam-se no *erro quadrático médio*, mse (do inglês "mean square error").

$$\text{mse}=viés_e^2+\text{var}_e \qquad \text{(E.2)}$$

O melhor estimador é o que tem o mais baixo valor de mse, podendo ser um estimador com *viés* como acontece no exemplo da figura E.1. Infelizmente, os estudos sobre o erro quadrado médio dos estimadores são bastante mais escassos do que os sobre o *viés*.

Segundo WALLIS *et al.* 1974, o *viés* nos estimadores do desvio padrão e do coeficiente de assimetria são função da distribuição de probabilidades, do número de valores N e do coeficiente de assimetria. Para a distribuição log-normal, que se aceitou poder representar as séries da bacia do Malema, para séries com 20 a 30 anos de duração e para valores do coeficiente de assimetria inferiores a 3, verifica-se segundo WALLIS *et al.* 1974 que:

— o *viés* do estimador S_x é inferior a 5% e pode ser ignorado;
— o *viés* do estimador g_x é grande, podendo atingir o valor 2, mas é práticamente independente do coeficiente de assimetria sendo apenas função de N; este facto torna a correcção do *viés* desnecessária para efeitos de comparação entre série histórica e séries sintéticas desde que as séries sintéticas tenham a mesma duração do que a série histórica.

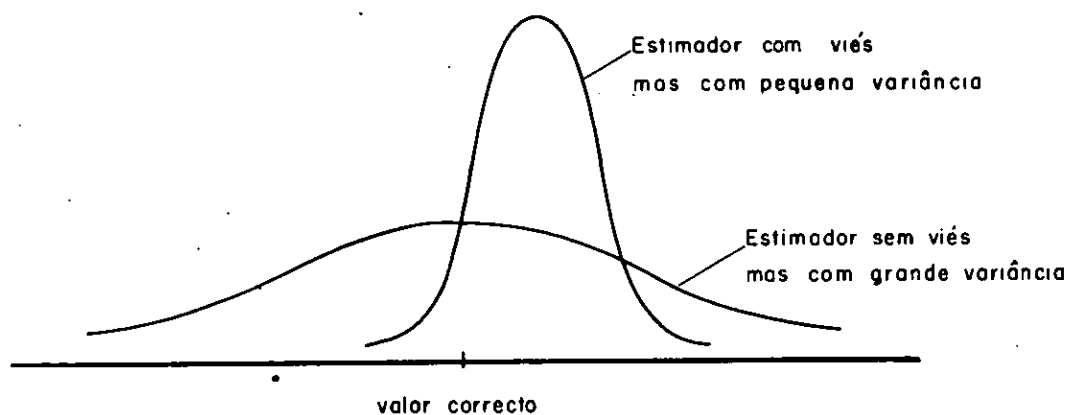



Fig. E.1 — Importância do viés e da variância dos estimadores

Em relação ao *viés* do estimador r_x do coeficiente de correlação, WALLIS e O'CONNELL 1972 indicam que ele é apenas função de N pelo que a correcção do *viés* é desnecessária desde que as séries sintéticas tenham a mesma duração do que a série histórica.

O cálculo dos valores das estatísticas consideradas é feito por um conjunto de subrotinas elementares (AUTOCO, COVAR, STAN, STMES, ASUM, CORR, CORREL, CORMAN, ORDENA, QUANTL), agrupadas no ficheiro STATIS. FOR. Apresentam-se no fim do anexo as listagens dessas subrotinas.

b) Critério de semelhança de resposta - considerou-se que os modelos devem reproduzir as seguintes características de armazenamento e falhas da série histórica:

— capacidade necessária para garantir um escoamento uniforme, sem falhas;
— capacidade necessária para garantir um escoamento uniforme, com uma fiabilidade de 80%;
— duração média das falhas (em meses) quando a fiabilidade é de 80%;
— duração máxima das falhas (em meses) quando a fiabilidade é de 80%;
— défice máximo verificado quando a fiabilidade é de 80%.

Estas cinco características são calculadas para três níveis do escoamento uniforme a garantir: 50%, 70% e 90% do escoamento médio, resultando num total de 15 índices. Para padronizar os resultados, as capacidades e o défice máximo são divididos pelo escoamento anual da série histórica.

Os algorítmos utilizados para o cálculo destas características são apresentados em seguida.

— Fiabilidade $$g=\frac{N-I_f}{N+1} \qquad \text{(E.3)}$$

sendo N o número total de meses, I_f o número de meses em que se registaram falhas.

— Capacidade S_{100} necessária para fornecer o escoamento uniforme E sem falhas - utiliza-se o algoritmo dos picos consécutivos

$$S_i=\max\{0;E+S_{i-1}-Y_i\} \qquad i=1,2,..N \qquad \text{(E.4)}$$
$$S_{100}=\max\{S_i\}$$

em que Y_i é o escoamento afluente no mês i. Realizam-se dois ciclos seguidos para se obter um comportamento estacionário.

— Capacidade S_{80} necessária para fornecer o escoamento uniforme E com uma fiabilidade $g=0.80$ - é utilizado um processo iterativo:

— dada uma capacidade S, calcula-se a fiabilidade com que se pode fornecer E;
— conforme a fiabilidade obtida seja superior ou inferior à fixada, assim se faz diminuir ou aumentar S;
— repete-se o processo até se chegar a uma aproximação considerada suficiente.

Para um dado S, o número de meses I_f em que se registam falhas é determinado por (E.5).

$$S_i=S_{i-1}+Y_i-E \quad \begin{cases} \geq 0 & \begin{cases} >S \rightarrow S_i=S \\ \leq S \rightarrow S_i=S_i \end{cases} \\ <0 & \begin{cases} Def_i=-S_i \\ I_f=I_f+1 \\ S_i=0 \text{ para o período seguinte} \end{cases} \end{cases} \qquad \{i=1,..,N\} \qquad \text{(E.5)}$$

com valores iniciais $S_o=S$ e $I_f=0$. A partir do valor obtido de I_f, a fiabilidade é determinada através de (E.3).

— Duração média e máxima dos períodos de falha - são contabilizados o número P de períodos de falhas (sequências de meses consequtivos com falhas) e a duração d_i (em meses) de cada um desses períodos. Então

— duração máxima $=\max_i \{d_i\} \quad i=1,...,N$

— duração média $=\dfrac{I_f}{P}$ (E.6)

— Défice máximo - este valor também é obtido com a aplicação do algoritmo definido em (E.5), através de

— défice máximo $=\max_i \{Def_i\} \quad i=1,..N$ (E.7)

Os algoritmos apresentados foram programados num conjunto de subrotinas elementares (SPA, FIABC, DURDEF, ALBUF, CYIELD) cujas listagens se apresentam no fim do anexo.

E.2 — COMPARAÇÃO DOS MODELOS DE GERAÇÃO SINTÉTICA COM A SÉRIE HISTÓRICA

E.2.1 — Comparação dos modelos univariados

A comparação destes modelos com a série histórica é feita com base nos 67 índices atrás referidos.

Os quadros E.1 e E.2 apresentam os 67 índices calculados para a série histórica e para cada um dos modelos de geração, para as estações EL142 e EL143 respectivamente. Para os modelos de geração, os valores apresentados são as médias dos valores correspondentes a cem séries sintéticas com duração igual à das séries históricas.

A partir das cem séries sintéticas geradas por cada modelo é possível determinar os correspondentes quantis de 5%, 25%, 75% e 95% e fazer a sua representação em gráficos de caixas tal como se fez no capítulo 4 (figuras 4.3, 4.4 e 4.5). As figuras E.2 a E.8 apresentam mais alguns desses gráficos de caixas.

E.2.2 — Teste do modelo multivariado

O modelo multivariado adoptado foi testado com a geração de cem séries sintéticas com duração igual à da série histórica. Para além de se ter verificado a boa reprodução das estatísticas básicas e das características de armazenamento e falhas de cada série histórica univariada, verificou-se também uma boa reprodução das características de armazenamento e falhas numa albufeira fictícia onde afluíssem todos os escoamentos (quadros 4.6 e 4.7 do capítulo 4). A reprodução das matrizes de variância - covariância dos escoamentos mensais já não é tão boa embora se considere aceitável, como se pode ver no quadro E.3.

Neste quadro, as matrizes são apresentadas sob forma simétrica. A figura E.9 indica a s séries a que dizem respeito as diversas variâncias e covariâncias.

E.3 — PROGRAMAS DE COMPUTADOR

Apresentam-se em seguida as listagens das subrotinas que efectuam o cálculo das estatísticas básicas e das características de armazenamento e falhas.

Para as subrotinas de cálculo das estatísticas básicas, os parâmetros têm o significado indicado na lista que se segue:

COR — correlograma (vector de autocorrelações)
IQ — indicativo dos quantis pretendidos
L — intervalo (lag)
M — n. de estações (p. ex.º., meses) por ano
N — n.º de valores da série, n.º de anos
ND — n.º de linhas com que *Y* foi dimensionada no programa de chamada
NQ — n.º de quantis
RO — coeficiente de correlação
V — Vector de quantis
X,X1,X2 — séries de N valores (anuais)
XA1,XA2 — vectores auxiliares de trabalho de dimensão *N*
XAS — coeficiente de assimetria da série X
XM, X1M, X2M — médias das séries X,X1,X2
XST — desvio padrão da série X

Y — série de valores com periodicidade (ex.º série de valores mensais), matriz de N*M valores
YA, YA1,YA2 — vectores auxiliares de trabalho de dimensão N*M
YAS — assimetrias sazonais da série Y
YC — correlações sazonais de intervalo 1 da série Y
YM — médias sazonais da série Y
YST — desvios padrão sazonais da série Y

E.4 — REFERÊNCIAS

WALLIS, J. R. e P. E. O'CONNELL 1972 — *Small Sample Estimation of* ρ_1 — Water Resources Research, vol. 8, n.º 3, p. 707-712, June 1972

WALLIS, J. R., N. MATALAS e J. R. SLACK 1974 — *Just a moment!* — Water Resources Research, vol. 10, p. 211-219, April 1974

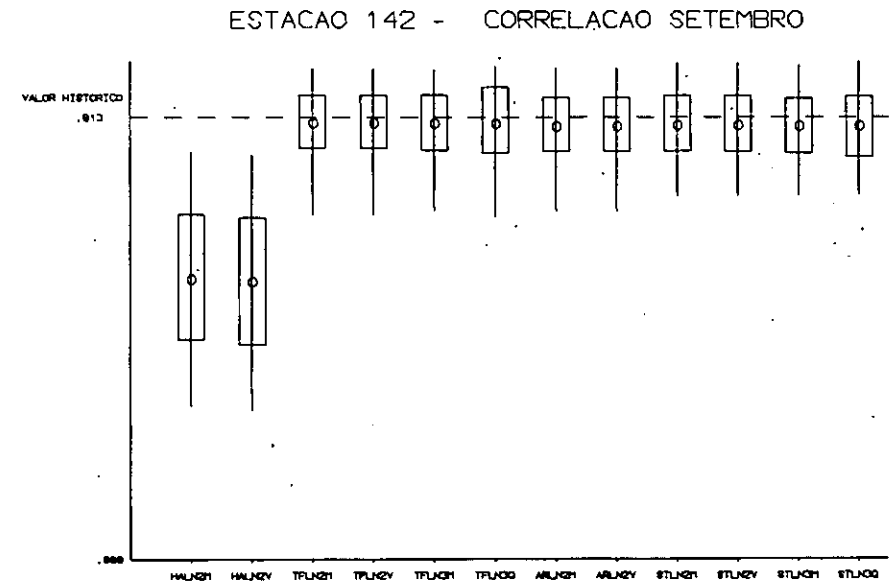
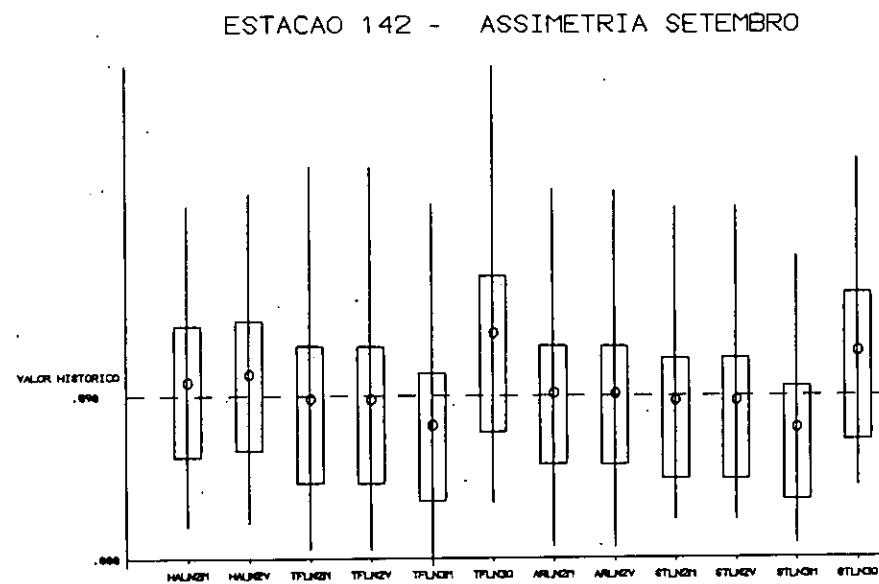
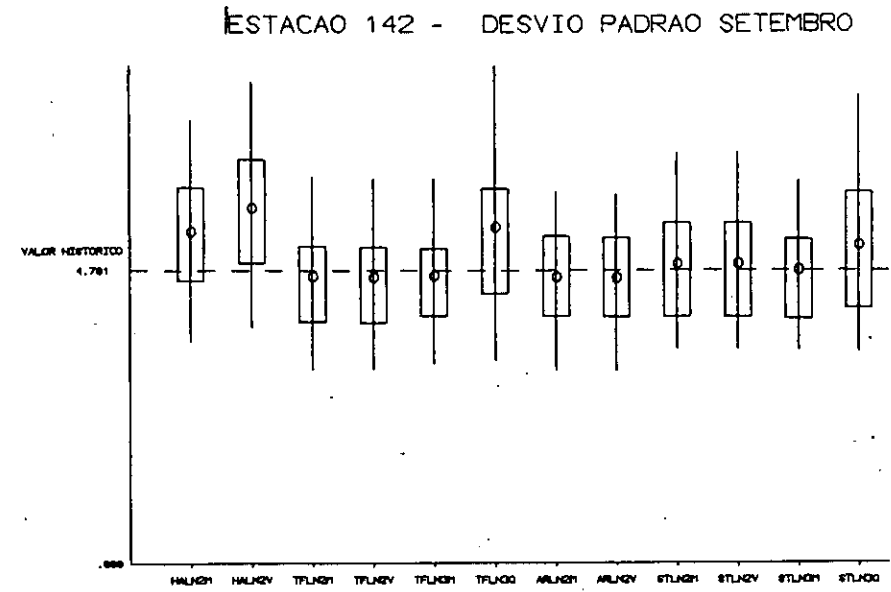
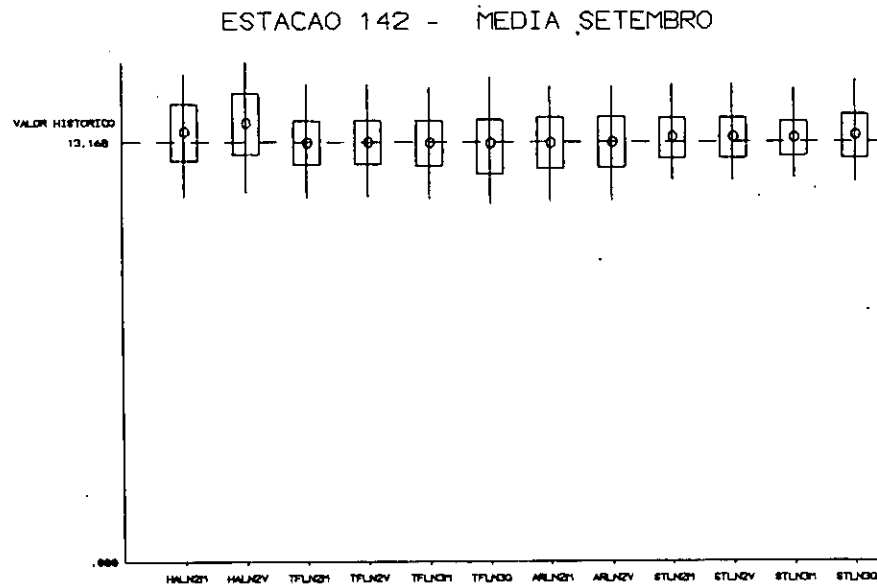



Fig. E.2 — Gráficos de caixas de reprodução de estatísticas do mês de Setembro para a estação EL142

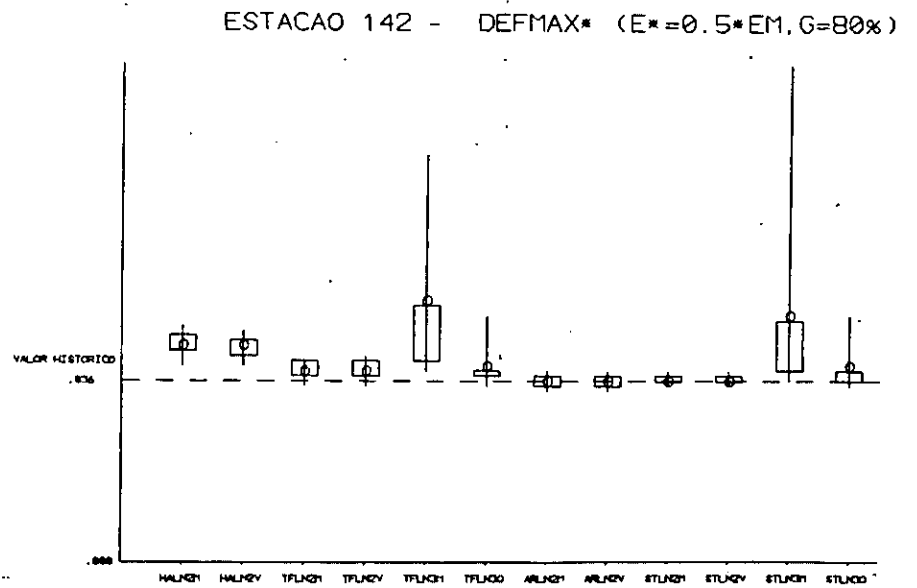
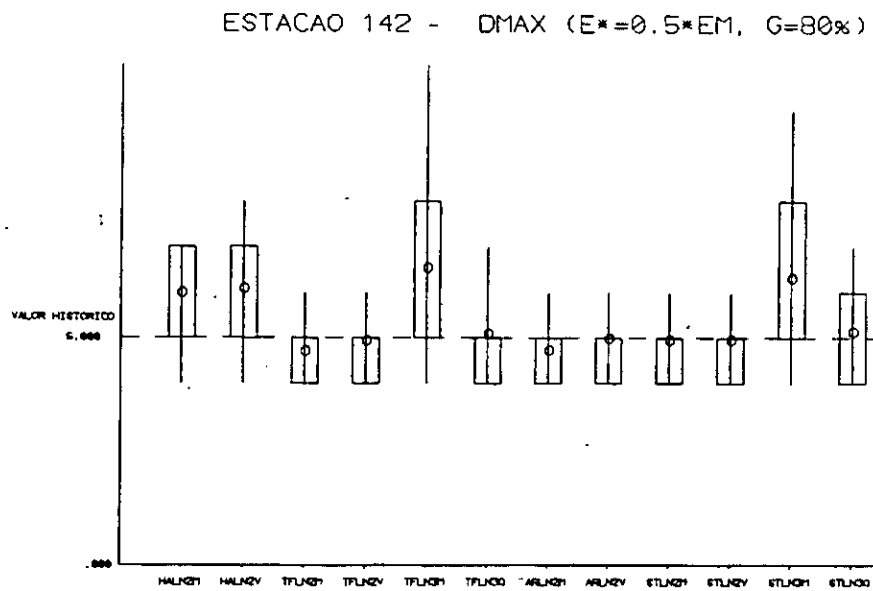
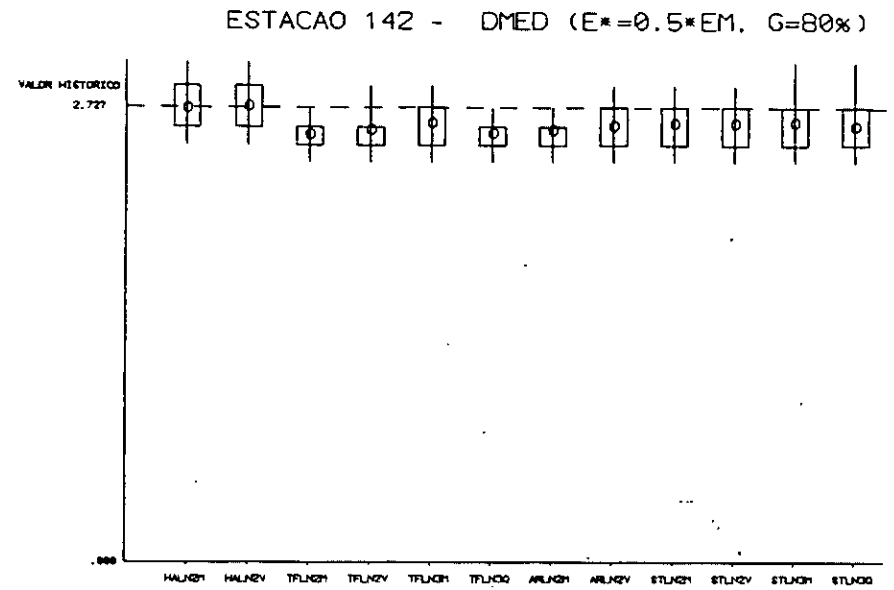
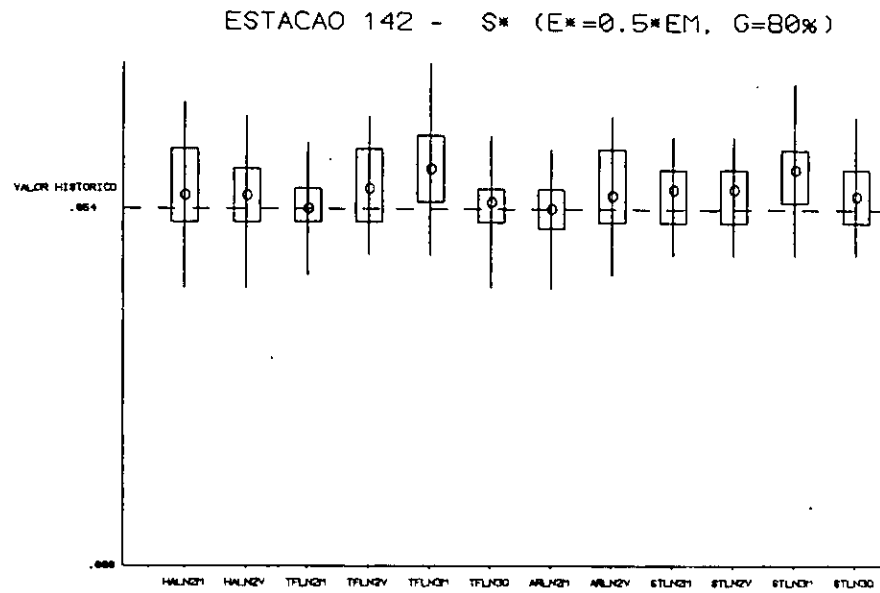



Fig. E.3 — Gráficos de caixas de reprodução de características de armazenamento com E = 0.5 Em para a estação EL142

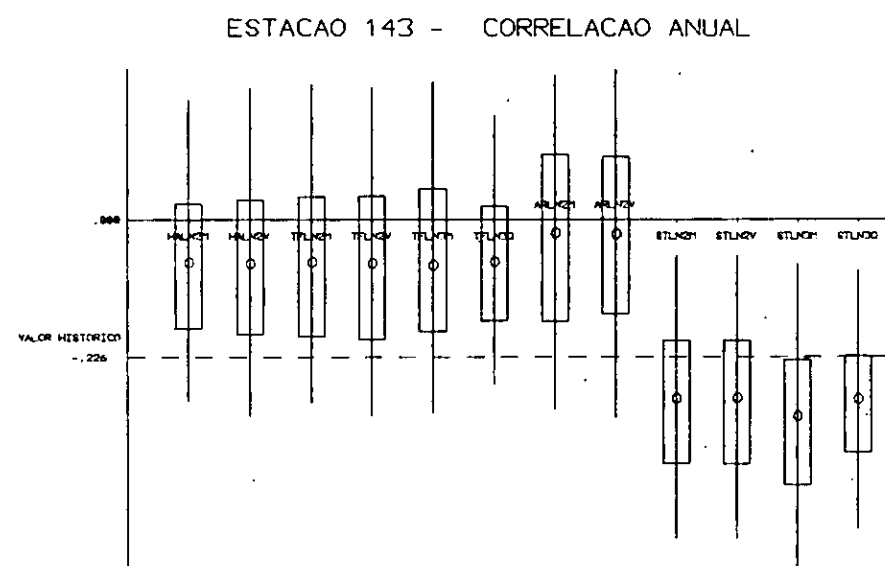
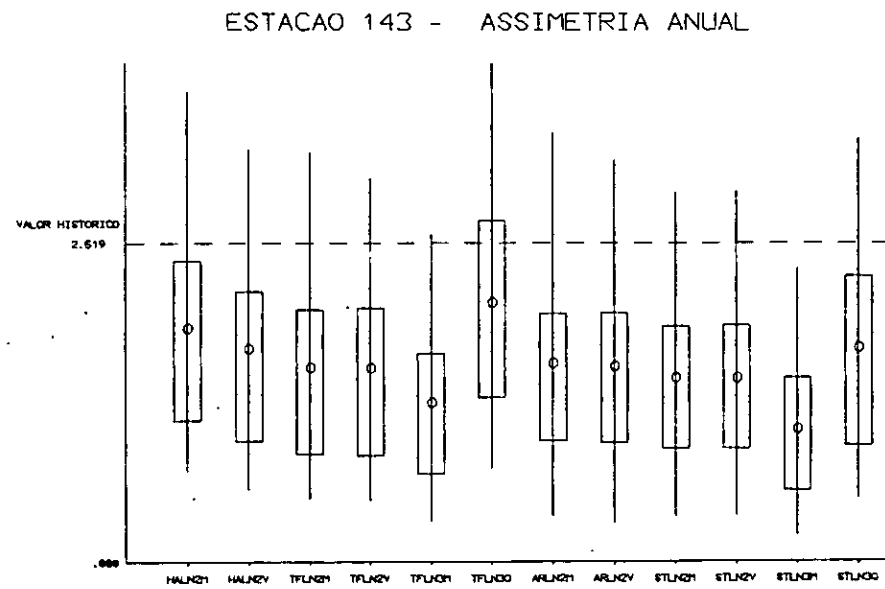
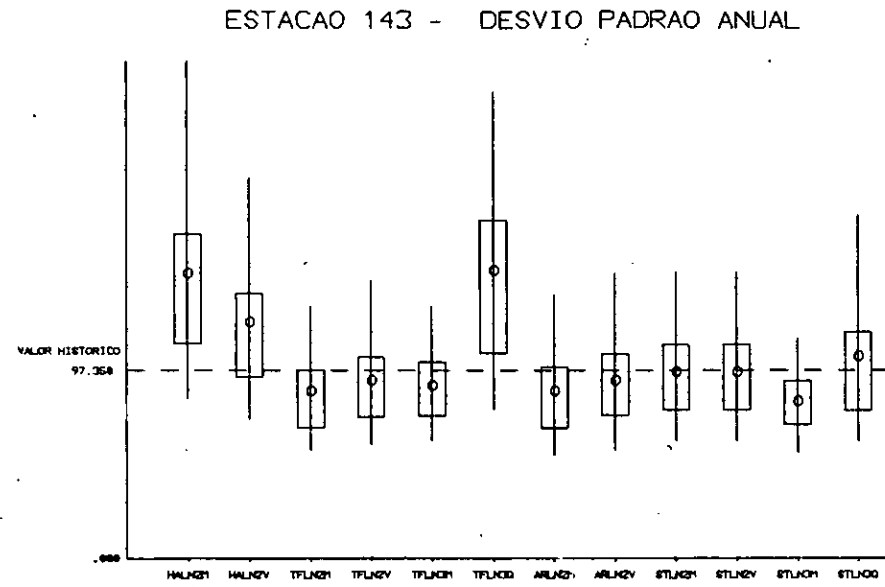
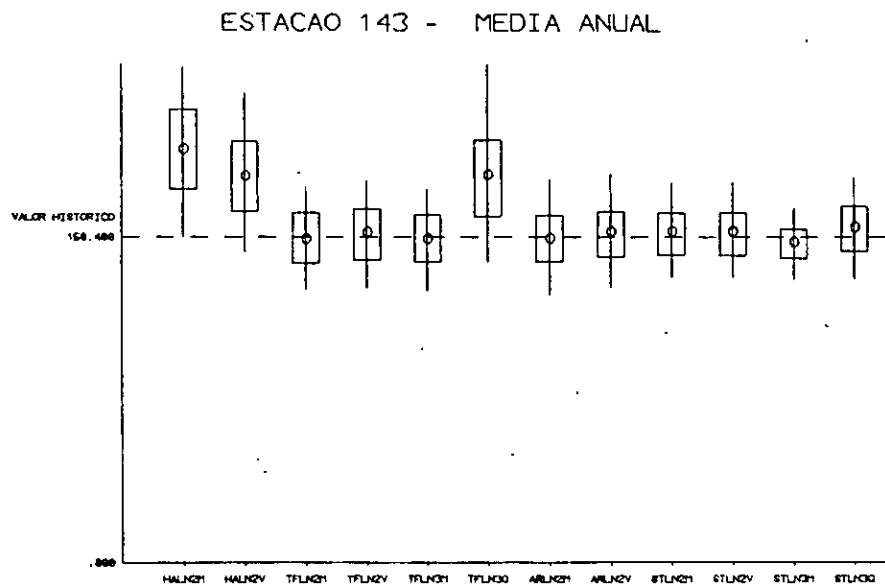



Fig. E.4 — Gráficos de caixas de reprodução de estatísticas anuais para a estação E143

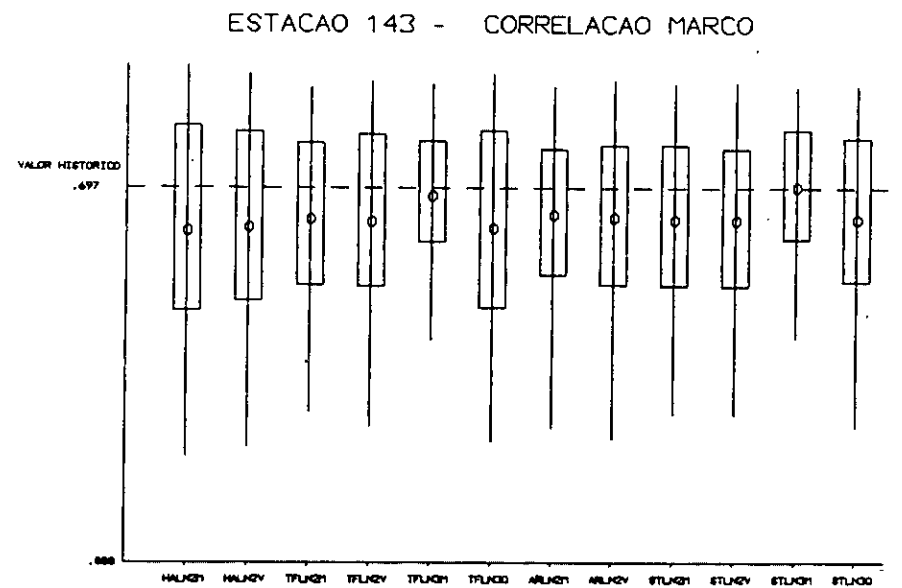
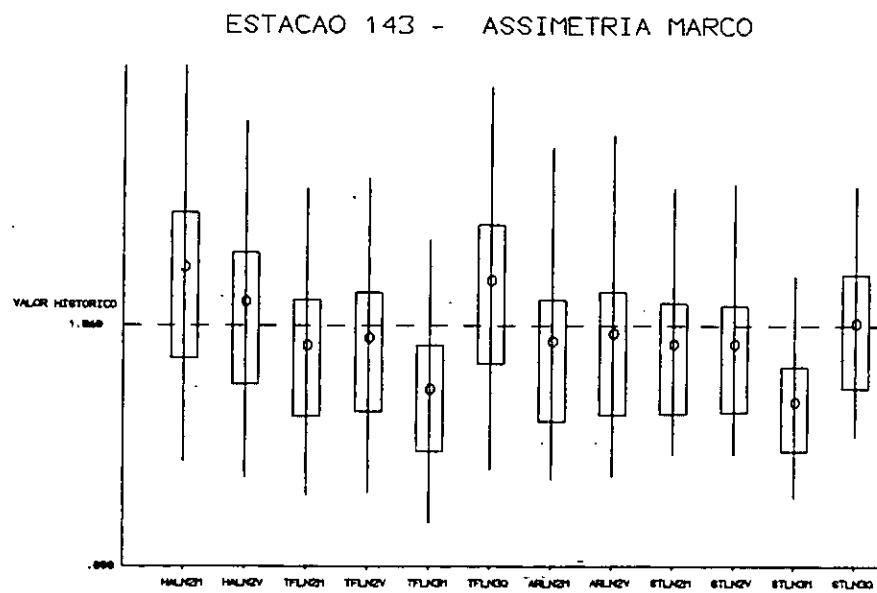
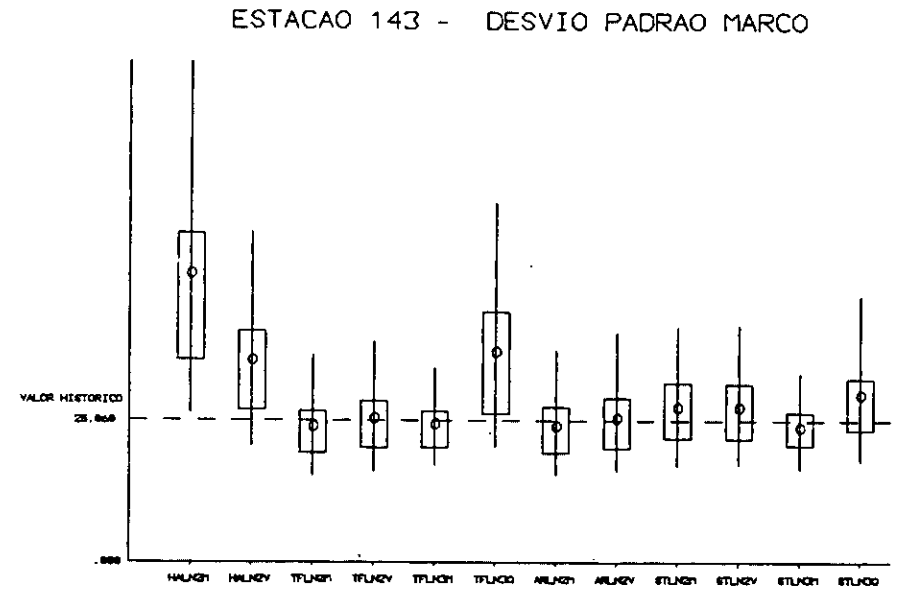
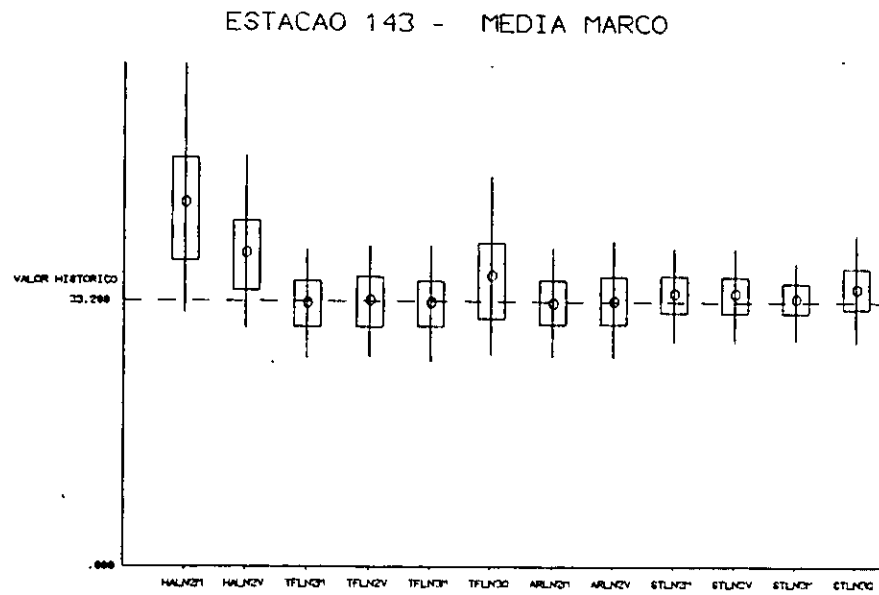



Fig. E.5 — Gráficos de caixas de reprodução de estatísticas do mês de Março para a estação E143

ESTACAO 143 - MEDIA SETEMBRO

ESTACAO 143 - ASSIMETRIA SETEMBRO

ESTACAO 143 - CORRELACAO SETEMBRO

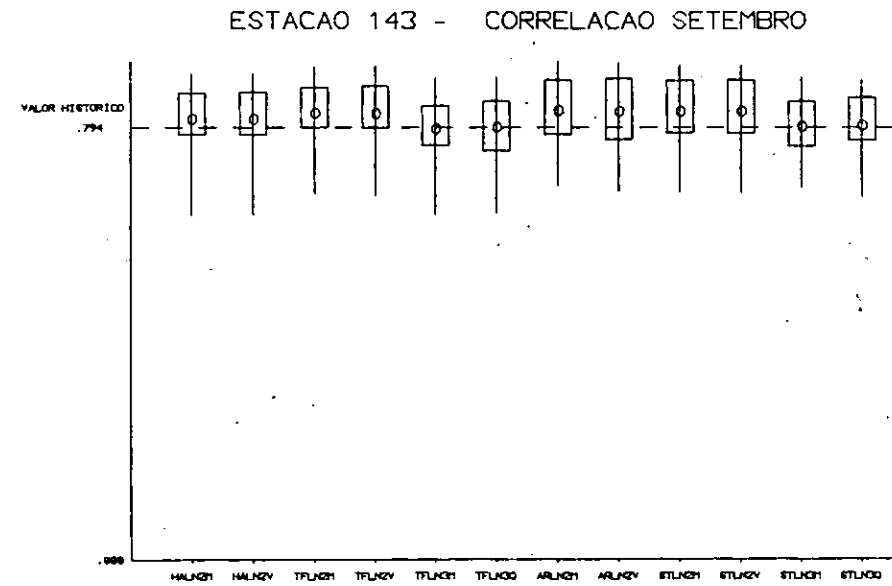
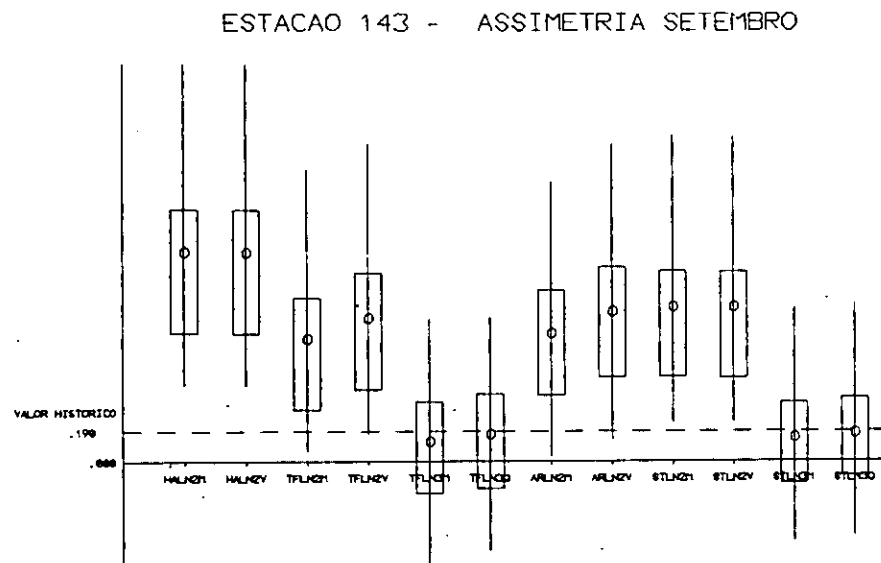
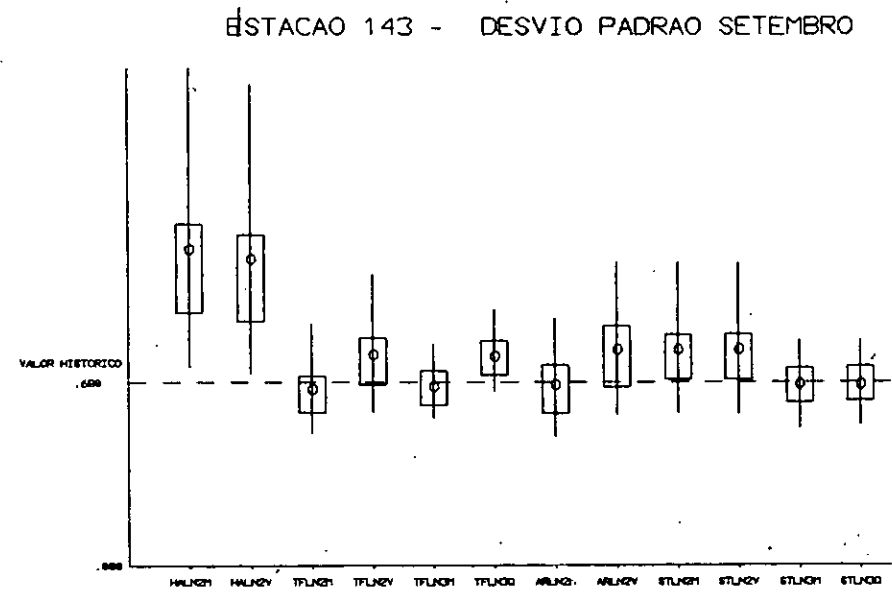
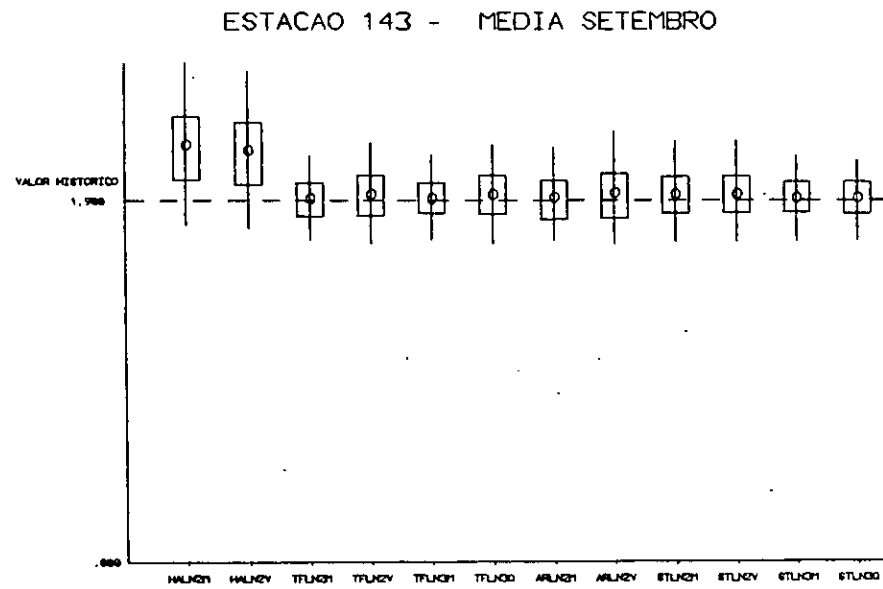



Fig. E.6 — Gráficos de caixas de reprodução de estatísticas do mês de Setembro para a estação E143

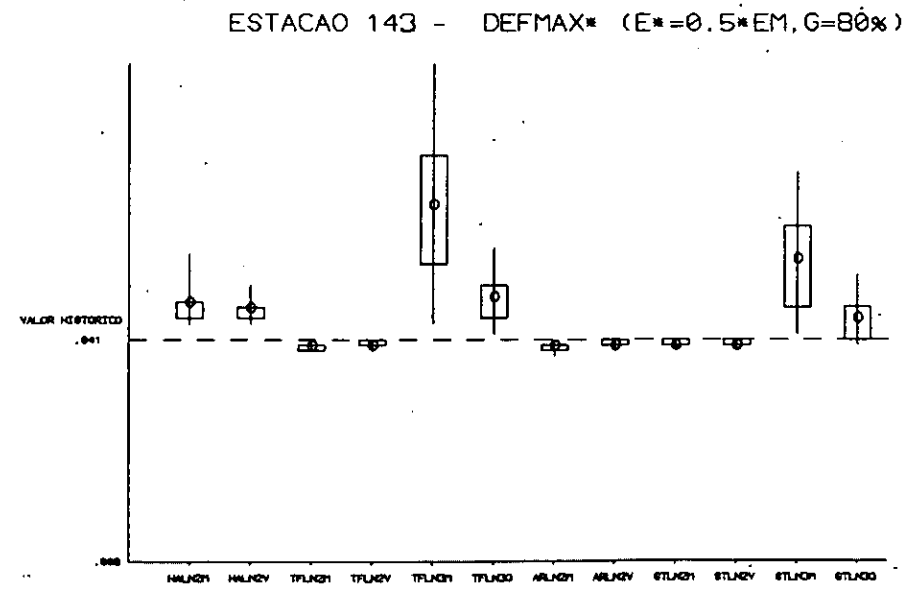
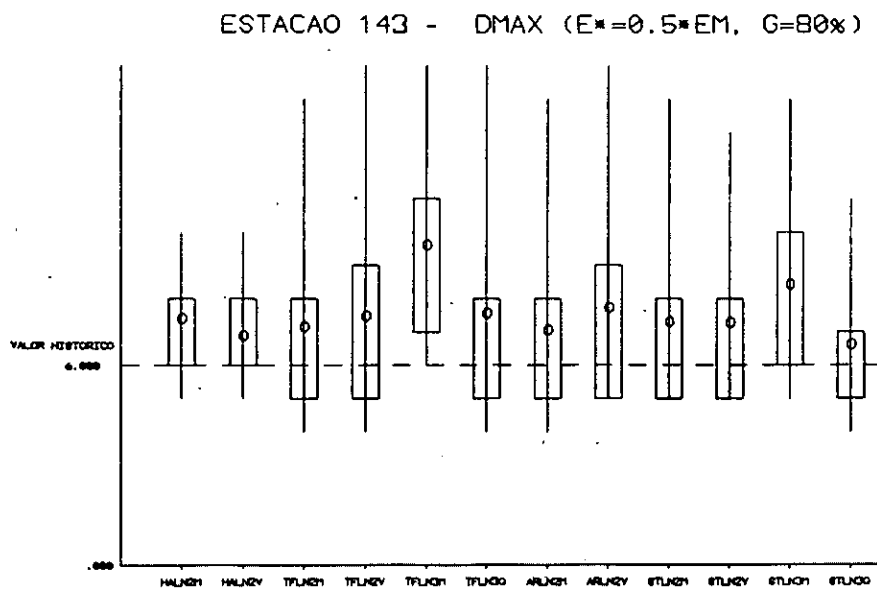
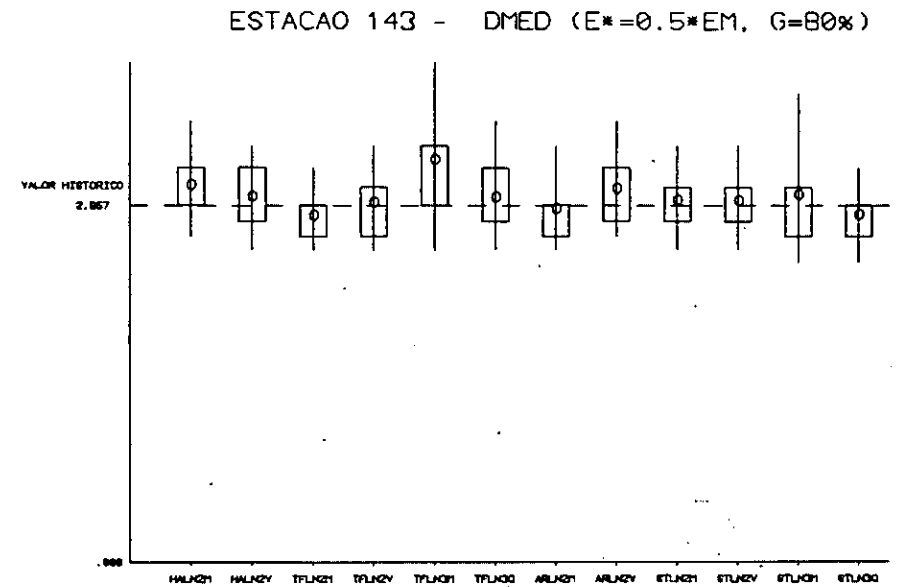
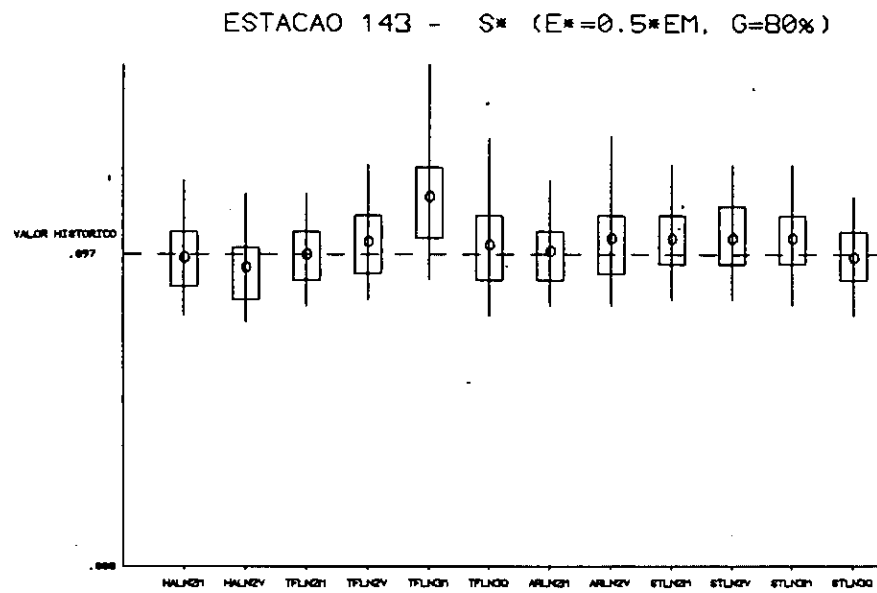



Fig. E.7 — Gráficos de caixas de reprodução de características de armazenamento com E=0.5 Em para a estação E143

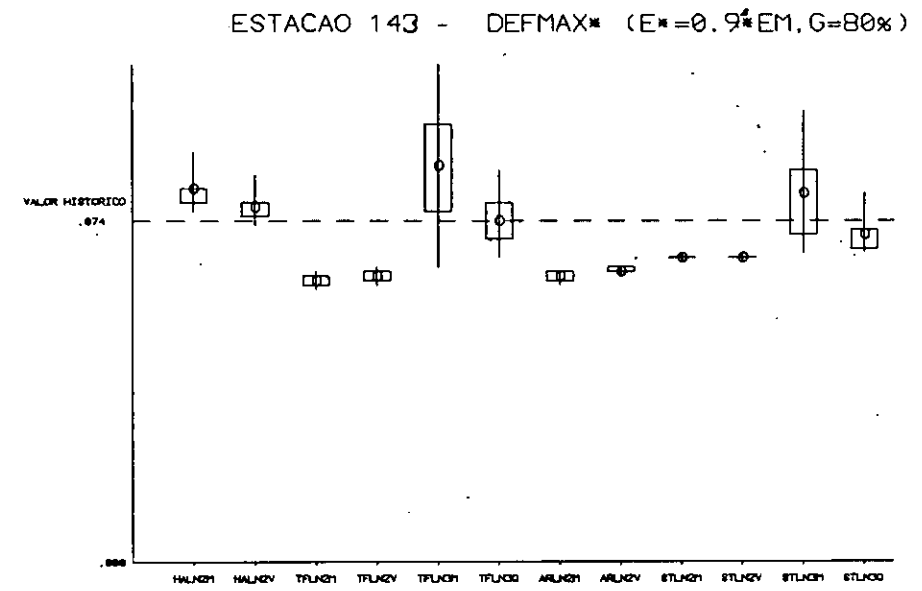
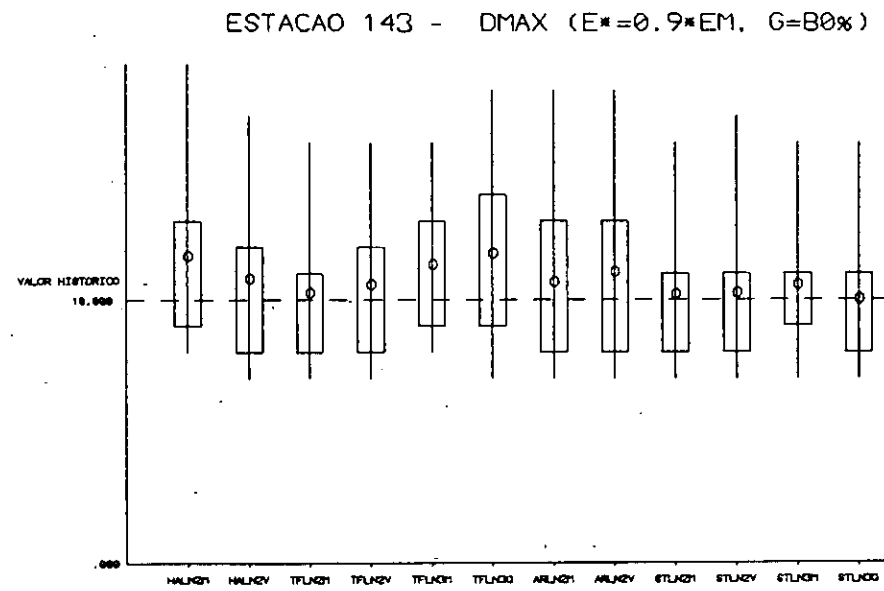
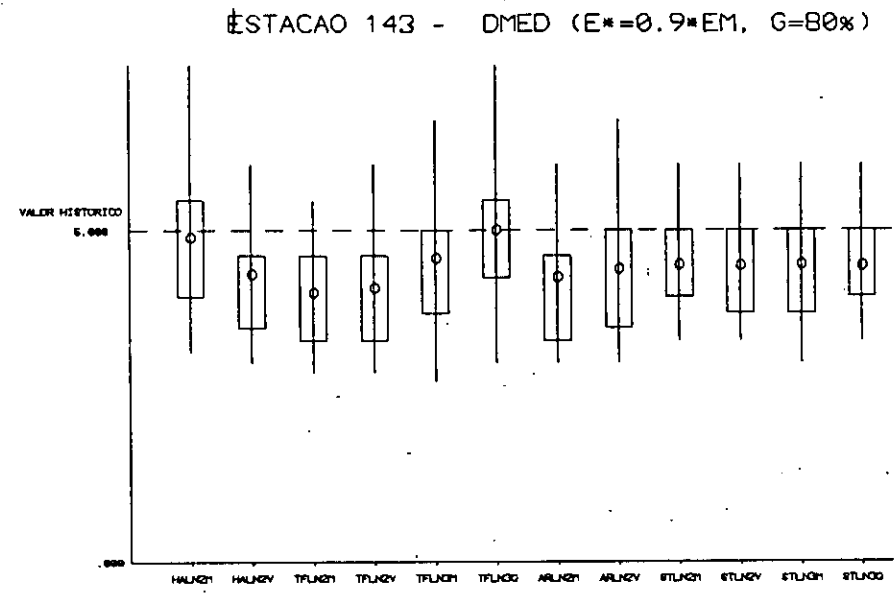
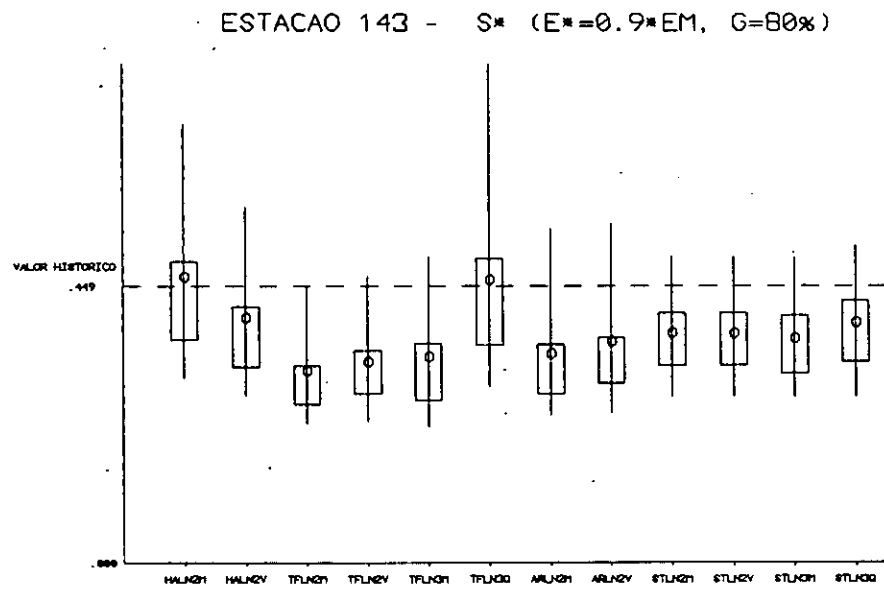



Fig. E.8 — Gráficos de caixas de reprodução de características de armazenamento com E = 0.9 Em para a estação E143

Fig. E.9 — Matriz de variância-covariância

QUADRO E.1

Comparação dos resultados dos modelos com os valores da série histórica EL142

PARAMETROS	MODELOS												
	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	ARLN2M	ARLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
MEDIA ANUAL	772.1	824.3	838.9	770.4	779.5	770.5	796.3	769.9	778.9	781.8	781.8	770.6	776.2
D.PD. ANUAL	251.3	299.2	321.8	244.9	280.5	253.1	265.1	242.6	278.0	289.1	289.1	255.1	271.1
ASSIM. ANUAL	0.40	1.02	1.07	0.92	1.04	0.42	0.81	0.91	1.04	1.02	1.02	0.44	0.83
CORR. ANUAL	-0.42	-0.09	-0.09	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08	-0.06	-0.06	-0.39	-0.39	-0.44	-0.42
MEDIA OUT	10.6	11.8	12.2	10.6	10.6	10.6	10.3	10.6	10.6	10.8	10.8	10.7	10.8
MEDIA NOV	17.2	19.7	19.5	17.0	17.1	17.0	18.0	17.0	17.0	16.7	16.6	16.6	16.8
MEDIA DEZ	57.1	61.5	60.5	57.0	58.4	57.0	63.5	57.0	58.3	58.4	58.4	57.1	57.1
MEDIA JAN	106.6	106.1	111.1	105.5	106.0	105.4	117.7	105.4	105.9	106.1	106.1	105.5	106.2
MEDIA FEV	130.3	135.7	142.3	130.0	132.3	129.9	138.0	130.0	132.4	131.6	131.6	128.7	129.5
MEDIA MAR	165.8	179.0	179.8	165.1	167.5	165.3	154.2	164.8	167.1	171.1	171.1	167.9	167.4
MEDIA ABR	123.6	138.2	137.1	123.5	125.7	123.8	129.0	123.4	125.5	127.1	127.1	124.6	125.2
MEDIA MAI	59.5	66.5	69.9	59.8	59.9	59.8	63.0	59.9	59.9	59.0	59.0	58.8	60.3
MEDIA JUN	35.7	38.6	39.6	35.9	36.0	35.9	36.4	35.9	36.0	35.0	35.0	34.9	35.0
MEDIA JUL	31.3	32.4	31.9	31.5	31.6	31.4	31.7	31.5	31.6	31.3	31.3	31.1	31.2
MEDIA AGO	21.2	21.3	21.2	21.2	21.3	21.2	21.5	21.2	21.3	21.4	21.4	21.4	21.5
MEDIA SET	13.2	13.5	13.8	13.2	13.2	13.1	13.1	13.1	13.2	13.3	13.3	13.3	13.4

QUADRO E.1 (Cont.)

	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	AKLN2M	AKLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
D.PD. OUT	4.4	8.4	8.9	4.3	4.5	4.4	4.4	4.2	4.5	4.9	4.9	4.5	5.1
D.PD. NOV	10.7	18.6	17.1	10.3	10.2	10.4	14.4	10.1	10.0	9.8	9.8	9.4	10.4
D.PD. DEZ	25.2	33.0	32.2	24.8	32.2	25.2	29.0	24.7	32.0	32.7	32.7	25.7	25.8
D.PD. JAN	53.6	47.3	58.3	52.6	54.6	53.0	64.0	52.4	54.4	56.0	56.0	52.5	56.8
D.PD. FEV	61.7	73.3	92.3	61.4	75.1	62.1	65.2	61.6	75.3	77.0	77.0	63.1	66.8
D.PD. MAR	82.0	109.7	113.8	79.2	94.0	80.8	70.4	79.2	94.0	102.1	102.1	85.7	93.0
D.PD. ABR	66.5	97.9	96.7	63.0	74.7	64.8	68.1	62.8	74.4	79.7	79.7	67.4	69.8
D.PD. MAI	32.1	51.3	56.4	31.3	30.8	31.6	43.1	31.4	30.8	30.7	30.7	29.9	36.5
D.PD. JUN	14.0	21.6	22.9	13.7	14.1	13.9	14.6	13.8	14.1	13.5	13.5	12.9	13.1
D.PD. JUL	10.2	11.3	9.7	10.4	11.2	10.3	11.0	10.3	11.2	11.2	11.2	10.3	10.5
D.PD. AGO	7.6	6.5	5.7	7.7	7.6	7.7	8.0	7.6	7.5	7.9	7.9	7.7	8.1
D.PD. SET	4.7	5.3	5.7	4.6	4.6	4.6	5.4	4.6	4.6	4.8	4.8	4.7	5.1
ASSIM. OUT	0.58	1.17	1.21	0.92	0.97	0.44	1.09	0.94	0.98	1.09	1.09	0.55	1.24
ASSIM. NOV	1.69	1.43	1.35	1.31	1.30	1.13	1.76	1.26	1.25	1.28	1.28	1.04	1.46
ASSIM. DEZ	0.27	1.44	1.41	1.00	1.24	0.19	0.23	1.01	1.25	1.26	1.26	0.20	0.21
ASSIM. JAN	1.14	1.36	1.55	1.27	1.30	0.98	1.41	1.24	1.27	1.33	1.33	0.96	1.39
ASSIM. FEV	0.32	1.24	1.43	1.13	1.31	0.31	0.79	1.14	1.32	1.37	1.37	0.35	0.86
ASSIM. MAR	0.39	1.52	1.55	1.17	1.33	0.38	0.90	1.20	1.37	1.39	1.39	0.43	1.07

QUADRO E.1 (Cont.)

	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	ARLN2M	ARLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
ASSIM. ABR	0.64	1.44	1.43	1.13	1.30	0.43	0.80	1.12	1.29	1.37	1.37	0.50	0.86
ASSIM. MAI	1.45	1.34	1.42	1.17	1.15	1.00	1.84	1.17	1.15	1.20	1.20	1.01	1.75
ASSIM. JUN	0.78	1.03	1.07	0.84	0.86	0.55	0.73	0.84	0.86	0.70	0.70	0.58	0.74
ASSIM. JUL	0.34	1.20	1.07	0.87	0.93	0.34	0.56	0.88	0.93	0.93	0.93	0.34	0.54
ASSIM. AGO	0.90	1.00	0.89	0.91	0.90	0.76	1.06	0.91	0.90	0.93	0.93	0.76	1.06
ASSIM. SET	0.89	0.97	1.01	0.87	0.87	0.73	1.24	0.90	0.70	0.86	0.86	0.71	1.13
CORR. OUT	0.66	0.50	0.50	0.66	0.66	0.66	0.65	0.66	0.65	0.67	0.67	0.67	0.66
CORR. NOV	0.32	0.53	0.53	0.33	0.33	0.35	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.34	0.30
CORR. DEZ	0.30	0.51	0.51	0.36	0.36	0.35	0.31	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.32
CORR. JAN	0.41	0.52	0.52	0.33	0.32	0.37	0.36	0.32	0.32	0.32	0.32	0.38	0.36
CORR. FEV	0.56	0.52	0.51	0.67	0.67	0.62	0.66	0.67	0.67	0.67	0.67	0.63	0.67
CORR. MAR	0.55	0.54	0.53	0.51	0.51	0.55	0.53	0.51	0.51	0.50	0.50	0.56	0.53
CORR. ABR	0.76	0.48	0.47	0.65	0.65	0.72	0.68	0.65	0.65	0.67	0.67	0.75	0.70
CORR. MAI	0.81	0.50	0.50	0.82	0.82	0.83	0.80	0.82	0.82	0.82	0.82	0.84	0.82
CORR. JUN	0.78	0.50	0.49	0.76	0.76	0.76	0.72	0.74	0.74	0.74	0.74	0.75	0.72
CORR. JUL	0.57	0.55	0.54	0.58	0.57	0.57	0.57	0.55	0.55	0.54	0.54	0.54	0.54
CORR. AGO	0.72	0.55	0.54	0.74	0.74	0.74	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.76	0.76
CORR. SET	0.81	0.51	0.51	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80

QADRO E.1 (Cont.)

	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	AKLN2M	AKLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
S*/0.5/1.0	0.179	0.205	0.207	0.174	0.186	0.256	0.197	0.171	0.182	0.183	0.183	0.243	0.196
S*/0.7/1.0	0.477	0.452	0.468	0.406	0.451	0.536	0.436	0.404	0.450	0.416	0.420	0.480	0.426
S*/0.9/1.0	0.995	0.974	1.041	0.829	0.894	0.899	0.903	0.829	0.891	0.919	0.920	0.906	0.891
S*/0.5/0.8	0.054	0.056	0.056	0.054	0.057	0.060	0.055	0.054	0.056	0.057	0.057	0.060	0.056
S*/0.7/0.8	0.131	0.139	0.141	0.138	0.144	0.149	0.135	0.138	0.143	0.143	0.143	0.145	0.141
S*/0.9/0.8	0.296	0.259	0.277	0.237	0.245	0.235	0.243	0.235	0.244	0.295	0.295	0.289	0.289
DMED/0.5	2.73	2.72	2.73	2.57	2.59	2.63	2.57	2.59	2.62	2.63	2.63	2.64	2.62
DMED/0.7	2.73	2.79	2.81	2.65	2.70	2.80	2.65	2.65	2.70	2.74	2.74	2.75	2.70
DMED/0.9	4.00	3.30	3.47	2.97	3.12	3.13	2.96	2.93	3.13	3.44	3.43	3.38	3.36
DMAX/0.5	5.00	5.99	6.09	4.71	4.94	6.54	5.09	4.73	4.99	4.96	4.96	6.32	5.14
DMAX/0.7	5.00	6.47	6.84	5.69	6.34	7.91	6.23	5.65	6.30	6.09	6.09	7.25	6.40
DMAX/0.9	10.00	8.18	8.75	7.35	8.28	9.13	8.15	7.31	8.39	8.28	8.28	8.86	8.46
DEFMAX/0.5	0.036	0.043	0.043	0.038	0.038	0.052	0.039	0.036	0.036	0.036	0.036	0.049	0.039
DEFMAX/0.7	0.052	0.060	0.059	0.054	0.054	0.070	0.056	0.053	0.053	0.053	0.053	0.066	0.055
DEFMAX/0.9	0.069	0.074	0.074	0.066	0.066	0.080	0.069	0.064	0.064	0.069	0.069	0.083	0.072

QUADRO E.2

Comparação dos resultados dos modelos com os valores da série histórica E143

PARAMETROS	MODELOS												
	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	ARLN2M	ARLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
MEDIA ANUAL	150.4	191.2	178.8	150.0	152.8	149.7	179.4	149.9	153.0	153.3	153.2	148.3	155.3
D.PD. ANUAL	97.4	148.0	122.7	86.8	92.4	89.7	149.5	86.9	92.3	96.7	96.7	81.5	104.8
ASSIM. ANUAL	2.52	1.85	1.69	1.54	1.53	1.26	2.05	1.57	1.55	1.45	1.45	1.05	1.69
CORR. ANUAL	-0.23	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.08	-0.07	-0.02	-0.02	-0.29	-0.29	0.32	-0.29
MEDIA OUT	1.4	2.3	2.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.4	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3
MEDIA NOV	2.9	4.6	5.1	2.9	3.2	2.9	4.3	2.9	3.2	3.1	3.1	2.8	2.9
MEDIA DEZ	9.6	12.6	13.3	9.6	11.3	9.6	9.5	9.7	11.4	11.0	11.0	9.5	9.5
MEDIA JAN	23.5	25.7	27.2	23.3	24.3	23.2	30.3	23.3	24.2	24.2	24.2	23.4	23.2
MEDIA FEV	26.4	34.0	32.3	26.3	27.4	26.3	28.0	26.4	27.4	27.1	27.1	26.0	26.9
MEDIA MAR	33.2	45.5	39.3	33.0	33.3	33.1	36.4	33.0	33.3	34.3	34.3	33.6	34.9
MEDIA ABR	29.0	34.7	29.9	28.7	27.4	28.8	44.6	28.8	27.4	27.6	27.6	27.4	39.1
MEDIA MAI	9.8	15.8	13.7	9.9	9.9	9.9	10.2	9.9	9.9	9.9	9.9	9.8	9.9
MEDIA JUN	5.5	6.6	6.4	5.5	5.5	5.5	5.3	5.5	5.5	5.6	5.6	5.5	5.6
MEDIA JUL	4.2	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.4	4.4	4.4	4.3	4.3	4.3	4.3
MEDIA AGO	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.8	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
MEDIA SET	1.9	2.2	2.2	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9

QUADRO E.2 (Cont.)

	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	ARLN2M	ARLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
D.PD. OUT	1.0	2.9	3.0	0.9	1.3	0.9	1.4	0.9	1.3	1.3	1.3	0.9	0.9
D.PD. NOV	3.5	7.0	8.3	3.1	3.8	3.2	6.4	3.0	3.7	3.8	3.8	2.5	3.1
D.PD. DEZ	7.2	12.7	16.9	6.9	13.2	7.2	7.5	7.1	13.6	12.9	12.9	7.0	7.3
D.PD. JAN	19.2	21.2	25.9	18.7	22.2	18.7	30.8	18.4	21.7	22.7	22.7	17.1	18.5
D.PD. FEV	19.4	34.6	31.9	19.0	23.3	19.2	27.9	18.9	23.1	23.7	23.7	18.6	22.8
D.PD. MAR	25.1	51.0	35.8	24.1	25.5	24.5	37.2	24.1	25.5	27.5	27.5	24.0	29.7
D.PD. ABR	37.9	43.2	28.2	32.0	25.5	34.1	75.9	32.2	25.6	26.5	26.5	23.9	44.9
D.PD. MAI	5.4	18.6	13.8	5.3	5.3	5.3	5.5	5.3	5.3	5.4	5.4	5.2	5.5
D.PD. JUN	2.1	4.4	4.0	2.1	2.4	2.1	2.1	2.1	2.4	2.5	2.5	2.2	2.3
D.PD. JUL	1.5	1.1	1.2	1.5	1.6	1.5	1.6	1.7	1.9	1.6	1.6	1.5	1.6
D.PD. AGO	1.0	0.7	0.7	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.2	1.2	1.0	1.0
D.PD. SET	0.7	1.2	1.1	0.7	0.8	0.7	0.8	0.7	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7
ASSIM. OUT	1.90	1.99	2.05	1.47	1.81	1.21	1.37	1.51	1.84	1.92	1.92	1.33	1.18
ASSIM. NOV	3.64	2.17	2.31	2.00	2.16	1.74	2.39	1.99	2.15	2.19	2.19	1.46	1.93
ASSIM. DEZ	0.97	2.19	2.43	1.54	2.22	0.71	1.16	1.64	2.28	2.19	2.19	0.69	1.12
ASSIM. JAN	2.57	2.20	2.38	1.83	1.99	1.70	1.98	1.74	1.90	1.98	1.98	1.70	1.61
ASSIM. FEV	1.66	2.12	2.08	1.64	1.85	1.20	2.00	1.62	1.83	1.85	1.85	1.16	1.76
ASSIM. MAR	1.86	2.31	2.04	1.71	1.76	1.37	2.21	1.74	1.80	1.72	1.72	1.27	1.88

QUADRO E.2 (Cont.)

	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3Q	AKLN2M	AKLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3Q
ASSIM. ABR	3.78	2.21	1.87	2.15	1.91	1.83	2.90	2.20	1.95	1.71	1.91	1.38	2.62
ASSIM. MAI	1.18	1.89	1.63	1.18	1.18	0.85	1.28	1.17	1.17	1.20	1.19	0.84	1.29
ASSIM. JUN	0.16	1.25	1.15	0.82	0.92	0.08	0.47	0.84	0.95	0.99	0.97	0.12	0.53
ASSIM. JUL	0.48	0.76	0.79	0.78	0.83	0.36	0.66	0.86	0.92	0.90	0.90	0.41	0.71
ASSIM. AGO	0.16	0.82	0.85	0.80	0.89	0.12	0.37	0.77	0.87	1.02	1.02	0.22	0.43
ASSIM. SET	0.19	1.33	1.33	0.78	0.91	0.13	0.17	0.82	0.96	0.99	0.98	0.15	0.18
CORR. OUT	0.57	0.48	0.48	0.51	0.50	0.60	0.60	0.52	0.51	0.49	0.49	0.59	0.60
CORR. NOV	0.13	0.26	0.25	0.28	0.26	0.26	0.26	0.26	0.24	0.23	0.23	0.24	0.25
CORR. DEZ	0.14	0.32	0.31	0.35	0.32	0.28	0.31	0.34	0.31	0.31	0.31	0.28	0.32
CORR. JAN	0.30	0.45	0.44	0.48	0.46	0.43	0.44	0.47	0.44	0.45	0.45	0.41	0.44
CORR. FEV	0.46	0.70	0.70	0.72	0.71	0.65	0.68	0.71	0.71	0.71	0.71	0.65	0.69
CORR. MAR	0.70	0.62	0.62	0.64	0.63	0.68	0.62	0.65	0.64	0.64	0.64	0.70	0.64
CORR. ABR	0.84	0.63	0.65	0.64	0.65	0.71	0.55	0.65	0.66	0.66	0.66	0.73	0.57
CORR. MAI	0.71	0.79	0.81	0.79	0.81	0.79	0.71	0.79	0.80	0.82	0.82	0.82	0.74
CORR. JUN	0.85	0.87	0.88	0.89	0.89	0.87	0.89	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89	0.90
CORR. JUL	0.96	0.94	0.94	0.95	0.95	0.96	0.96	0.81	0.81	0.95	0.95	0.96	0.96
CORR. AGO	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.84	0.84	0.90	0.90	0.91	0.90
CORR. SET	0.79	0.81	0.81	0.82	0.82	0.79	0.79	0.83	0.82	0.82	0.82	0.80	0.80

QUADRO E.2 (Cont.)

	VHIST	HALN2M	HALN2V	TFLN2M	TFLN2V	TFLN3M	TFLN3R	ARLN2M	ARLN2V	STLN2M	STLN2V	STLN3M	STLN3R
S*/0.5/1.0	0.398	0.384	0.363	0.343	0.371	0.503	0.411	0.360	0.391	0.364	0.365	0.414	0.351
S*/0.7/1.0	0.704	0.866	0.830	0.882	0.923	1.106	0.982	0.927	0.967	0.791	0.792	0.804	0.782
S*/0.9/1.0	2.716	1.675	1.483	1.165	1.225	1.305	1.619	1.278	1.359	1.247	1.247	1.253	1.320
S*/0.5/0.8	0.097	0.096	0.093	0.097	0.101	0.115	0.100	0.098	0.102	0.102	0.102	0.102	0.096
S*/0.7/0.8	0.218	0.220	0.213	0.236	0.243	0.278	0.256	0.244	0.253	0.239	0.240	0.232	0.232
S*/0.9/0.8	0.449	0.464	0.398	0.311	0.326	0.334	0.459	0.339	0.359	0.373	0.372	0.364	0.390
DMED/0.5	2.86	3.02	2.93	2.78	2.88	3.23	2.93	2.83	2.99	2.90	2.90	2.94	2.79
DMED/0.7	3.33	3.58	3.41	3.59	3.69	4.26	4.02	3.74	3.84	3.73	3.73	3.78	3.59
DMED/0.9	5.00	4.89	4.34	4.06	4.13	4.58	5.01	4.29	4.42	4.48	4.47	4.48	4.46
DMAX/0.5	6.00	7.41	6.90	7.16	7.48	9.62	7.56	7.06	7.73	7.31	7.28	8.43	6.63
DMAX/0.7	8.00	9.53	9.32	9.80	10.00	11.26	10.54	10.05	10.37	9.59	9.62	10.14	9.21
DMAX/0.9	10.00	11.66	10.81	10.27	10.58	11.34	11.77	10.68	11.07	10.21	10.26	10.57	10.02
DEFMAX/0.5	0.041	0.048	0.047	0.040	0.040	0.066	0.049	0.040	0.040	0.040	0.040	0.056	0.045
DEFMAX/0.7	0.058	0.064	0.063	0.056	0.057	0.083	0.064	0.056	0.057	0.057	0.057	0.072	0.061
DEFMAX/0.9	0.074	0.081	0.077	0.061	0.062	0.086	0.074	0.062	0.063	0.066	0.066	0.080	0.071

QUADRO E.3

Matrizes de variância-covariância

MES	SERIE HISTORICA						MEDIAS DE CEM SERIES SINTETICAS					
OUT	19	2	2	0	1	1	25	2	2	0	1	1
		1	0	0	0	0		1	0	0	0	0
			2	0	1	0			2	0	0	0
				0	0	0				0	0	0
					1	0					1	0
						0						0
NOV	115	15	12	2	3	11	119	23	16	3	5	8
		12	9	2	2	1		11	3	2	2	2
			14	1	1	1			13	1	1	1
				0	0	0				0	0	0
					1	0					2	0
						1						1
DEZ	634	101	68	69	130	47	652	96	69	62	47	47
		52	7	23	30	7		57	8	16	9	8
			28	8	15	3			30	7	10	4
				18	19	5				16	8	5
					68	8					66	3
						5						6
JAN	2875	383	305	190	391	262	3661	605	275	220	201	270
		370	31	43	81	26		345	27	55	51	57
			102	27	89	24			85	17	55	20
				20	41	16				23	18	16
					193	30					187	16
						26						30
FEV	3802	741	175	233	496	531	4467	680	318	221	132	618
		375	49	63	138	132		480	44	50	29	92
			106	11	29	35			152	14	12	49
				23	30	32				22	12	29
					129	103					125	24
						162						181
MAR	6721	1551	645	347	832	683	8340	1675	480	322	336	690
		628	133	84	276	158		1373	104	73	64	160
			107	38	72	67			108	18	15	42
				26	42	36				26	10	28
					180	90					178	18
						74						102
ABR	4423	1590	347	236	512	411	4969	1660	268	189	368	378
		1433	160	120	258	182		2586	109	63	119	124
			84	11	83	28			75	1	35	11
				19	23	25				19	8	15
					138	48					152	20
						44						59

MAI	1033	126	113	33	103	87	1521	91	62	23	53	76
		29	20	5	19	11		31	5	3	5	7
			34	4	18	8			30	1	4	2
				2	3	3				2	1	2
					17	8					18	2
						8						8
JUN	196	20	38	5	18	15	172	10	15	3	8	11
		4	4	1	3	2		4	1	0	1	1
			18	1	5	2			19	0	1	1
				0	1	0				0	0	0
					3	1					3	0
						2						1
JUL	104	7	24	1	9	7	104	3	16	0	4	7
		2	2	0	3	1		2	0	0	0	0
			12	0	3	1			12	0	0	1
				0	0	0				0	0	0
					8	0					10	0
						1						1
AGO	57	4	10	0	2	4	63	2	7	0	1	4
		1	1	0	1	0		1	0	0	0	0
			7	0	1	0			6	0	1	0
				0	0	0				0	0	0
					3	0					3	0
						1						1
SET	22	1	5	0	1	1	26	1	4	0	0	1
		0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
			5	0	0	0			4	0	0	0
				0	0	0				0	0	0
					1	0					2	0
						0						0

```
C       SUBROTINA AUTOCO - CALCULA O COEFICIENTE DE AUTOCORRELACAO
C       DO INTERVALO L DA SERIE X.

        SUBROUTINE AUTOCO (N,X,L,RO,XA1,XA2)
        DIMENSION X(1),XA1(1),XA2(1)
        I1=N-L
        DO 10 I=1,I1
          XA1(I)=X(I)
          XA2(I)=X(I+L)
10      CONTINUE
        CALL CORR (I1,XA1,XA2,RO)
        RETURN
        END

C       SUBROTINA COVAR - CALCULA A COVARIANCIA DAS SERIES
C       X1 E X2 DE DIMENSAO N.

        SUBROUTINE COVAR (N,X1,X2,X1M,X2M,COV)
        DIMENSION X1(1),X2(1)
        FN=FLOAT(N)
        COV=0.
        DO 10 I=1,N
          COV=COV+X1(I)*X2(I)
10      CONTINUE
        COV=(COV-FN*X1M*X2M)/(FN-1.)
        RETURN
        END

C       SUBROTINA STAN - CALCULA A MEDIA, DESVIO PADRAO E
C       COEFICIENTE DE ASSIMETRIA DA SERIE X.

        SUBROUTINE STAN (X,N,XM,XST,XAS)
        DIMENSION X(1)
        FN=FLOAT(N)
        XM=0.
        XST=0.
        XAS=0.
        DO 10 I=1,N
          XM=XM+X(I)
          XST=XST+X(I)*X(I)
          XAS=XAS+X(I)**3
10      CONTINUE
        XM=XM/FN
        XAUX=XST
        FXM=FN*XM*XM
        IF (XST.LT.FXM) XST=FXM
        XST=SQRT((XST-FXM)/(FN-1.))
        IF (XST.NE.0..OR.N.GT.2) XAS=(XAS-3.*XM*XAUX+2.*FN*XM**3)
     1   *FN/((FN-1.)*(FN-2.)*XST**3)
        IF (XST.EQ.0..OR.N.LE.2) XAS=0.
        RETURN
        END

C       SUBROTINA STMES - CALCULA AS MEDIAS, DESVIOS PADRAO E
```

```
C       COEFICIENTES DE ASSIMETRIA SAZONAIS DA SERIE Y DE N
C       ANOS E M ESTACOES POR ANO.

        SUBROUTINE STMES (Y,N,M,YM,YST,YAS,YA,ND)
        DIMENSION Y(1),YM(1),YST(1),YAS(1),YA(1)
        DO 10 J=1,M
           DO 20 I=1,N
              IV=I+ND*(J-1)
              YA(I)=Y(IV)
20         CONTINUE
           CALL STAN (YA,N,YAM,YAST,YAAS)
           YM(J)=YAM
           YST(J)=YAST
           YAS(J)=YAAS
10      CONTINUE
        RETURN
        END

C       SUBROTINA ASUM - SOMA OS VALORES DE CADA LINHA DA MATRIZ
C       Y (N*M) CONSTITUINDO O VECTOR X DE DIMENSAO N.

        SUBROUTINF ASUM (Y,X,N,M,ND)
        DIMENSION Y(1),X(1)
        DO 10 I=1,N
           X(I)=0.
           DO 20 J=1,M
              IV=I+ND*(J-1)
              X(I)=X(I)+Y(IV)
20         CONTINUE
10      CONTINUE
        RETURN
        END

C       SUBROTINA CORR - CALCULA O COEFICIENTE DE CORRELACAO
C       DAS SERIES X1 E X2 DE DIMENSAO N

        SUBROUTINE CORR (N,X1,X2,RO)
        DIMENSION X1(1),X2(1)
        CALL STAN (X1,N,X1M,X1ST,X1AS)
        CALL STAN (X2,N,X2M,X2ST,X2AS)
        CALL COVAR (N,X1,X2,X1M,X2M,COV)
        IF (X1ST.NE.0..AND.X2ST.NE.0.) RO=COV/(X1ST*X2ST)
        IF (X1ST.EQ.0..OR.X2ST.EQ.0.) RO=0.
        RETURN
        END

C       SUBROTINA CORREL - CALCULA OS VALORES DO CORRELOGRAMA DA
C       SERIE X DE DIMENSAO N ATE AO INTERVALO L=N/4.

        SUBROUTINE CORREL (X,N,COR,XA1,XA2)
        DIMENSION X(1),COR(1),XA1(1),XA2(1)
        LC=N/4
        COR(1)=1.
        DO 10 L=1,LC
           CALL AUTOCO (N,X,L,RO,XA1,XA2)
```

```
         COR(L+1)=RO
10     CONTINUE
       RETURN
       END


C      SUBROTINA CORMAM - DETERMINA O VECTOR YC DE COEFICIENTES
C      DE CORRELACAO PERIODO A PERIODO. YC(J) REPRESENTA O COE-
C      FICIENTE DE CORRELACAO DA SERIE DO PERIODO J COM A DO
C      PERIODO J-1.

       SUBROUTINE CORMAM (Y,N,M,YC,YA1,YA2,ND)
       DIMENSION Y(1),YC(1),YA1(1),YA2(1)
       DO 10 I=1,M
          J=I-1
          IF (J.EQ.0) J=M
          II=0
          DO 20 IA=1,N
             IF (J.EQ.M.AND.IA.EQ.1) GO TO 20
             II=II+1
             IV1=IA+ND*(I-1)
             IV2=IA+ND*(J-1)
             IF (J.EQ.M) IV2=IV2-1
             YA1(II)=Y(IV1)
             YA2(II)=Y(IV2)
20        CONTINUE
          CALL CORR (II,YA1,YA2,RO)
          YC(I)=RO
10     CONTINUE
       RETURN
       END


C      SUBROTINA ORDENA - ORDENA POR ORDEM CRESCENTE (IND=1, Y1
C      E' O MENOR VALOR) OU DECRESCENTE (IND=2, Y1 E' O MAIOR
C      VALOR) A SERIE Y DE DIMENSAO N, SENDO O VECTOR Y SUBSTI-
C      TUIDO PELO VECTOR ORDENADO.

       SUBROUTINE ORDENA (Y,N,IND)
       DIMENSION Y(1)
       IF (IND.EQ.1) GO TO 5
       DO 5 I=1,N
          Y(I)=-Y(I)
5      CONTINUE
       DO 10 I=2,N
          J=I
          DO 20 L=J,2,-1
             IF (Y(L).GE.Y(L-1)) GO TO 10
             SAV=Y(L-1)
             Y(L-1)=Y(L)
             Y(L)=SAV
20        CONTINUE
10     CONTINUE
       IF (IND.EQ.1) GO TO 30
       DO 30 I=1,N
          Y(I)=-Y(I)
30     CONTINUE
       RETURN
       END
```

```
C        SUBROTINA QUANTL - DETERMINA OS NQ QUANTIS, DEFINIDOS NO
C        VECTOR IQ, DA SERIE Y COM N VALORES.

         SUBROUTINE QUANTL (N,Y,NQ,IQ,V)
         DIMENSION Y(1),IQ(1),V(1)
         FN=FLOAT(N)
         DO 10 I=1,NQ
            FJ=FLOAT(IQ(I))
            FL=FN*FJ/100.
            L1=INT(FL)
            L2=L1+1
            IF (L1.GT.0) V(I)=Y(L1)+(Y(L2)-Y(L1))*(FL-FLOAT(L1))
            IF (L1.EQ.0) V(I)=Y(1)
10       CONTINUE
         RETURN
         END

C        SUBROTINA SPA - DETERMINA A CAPACIDADE S NECESSARIA PARA
C        FORNECER UM ESCOAMENTO CONSTANTE E, DADA A SERIE Y COM NV
C        VALORES, UTILIZANDO O ALGORITMO DOS PICOS CONSECUTIVOS.

         SUBROUTINE SPA (NV,Y,E,S)
         DIMENSION Y(1)
         SM=0.
         S=0.
         DO 10 IC=1,2
         DO 10 J=1,NV
            SN=E+S-Y(J)
            IF (SN.LT.0.) S=0.
            IF (SN.GT.SM) SM=SN
            IF (SN.GE.0.) S=SN
10       CONTINUE
         S=SM
         RETURN
         END

C        SUBROTINA FIABC - DETERMINA A FIABILIDADE G COM QUE A
C        ALBUFEIRA COM CAPACIDADE S FORNECE O ESCOAMENTO CONSTANTE
C        E, DADA A SERIE Y COM NV VALORES.

         SUBROUTINE FIABC (NV,Y,E,S,G)
         DIMENSION Y(1)
         SM=S
         DO 10 IC=1,2
            IF=0
            DO 11 I=1,NV
               SN=SM+Y(I)-E
               IF (SN.GE.0.) GO TO 15
               SN=0.
               IF=IF+1
               GO TO 16
15             IF (SN.GT.S) SN=S
16             SM=SN
11          CONTINUE
10       CONTINUE
         NG=NV-IF
         G=FLOAT(NG)/(FLOAT(NV)+1.)
         RETURN
         END
```

```
C       SUBROTINA DURDEF - DETERMINA A DURACAO MEDIA, A DURACAO
C       MAXIMA E O DEFICE MAXIMO DOS PERIODOS DE FALHA, DADA A SERIE
C       Y COM NV VALORES, O ESCOAMENTO CONSTANTE A FORNECER E, A
C       CAPACIDADE DA ALBUFEIRA S.

        SUBROUTINE DURDEF (NV,Y,E,S,DMED,IDMAX,DEFMAX)
        DIMENSION Y(1)
        IF=0
        SI=0.
        DO 5 IC=1,2
           IPER=0
           IDMAX=0
           IFL=0
           DEFMAX=0.
           IDUR=0
           DO 10 I=1,NV
              SI=SI+Y(I)-E
              IF (SI.GE.0.) GO TO 15
              IF=IF+1
              DEF=ABS(SI)
              IF (DEF.GT.DEFMAX) DEFMAX=DEF
              IDUR=IDUR+1
              IF (IFL.NE.1) IFL=1
              SI=0.
              GO TO 10
15            IF (SI.GT.S) SI=S
              IF (IFL.EQ.0) GO TO 10
              IFL=0
              IPER=IPER+1
              IF (IDUR.GT.IDMAX) IDMAX=IDUR
              IDUR=0
              DEF=0.
10         CONTINUE
5       CONTINUE
        DMED=FLOAT(IF)/FLOAT(IPER)
        RETURN
        END

C       SUBROTINA ALBUF - DETERMINA A CAPACIDADE S DA ALBUFEIRA NECES-
C       SARIA PARA FORNECER UM ESCOAMENTO CONSTANTE E, COM FIABILIDADE
C       G, DADA A SERIE Y COM NV VALORES.

        SUBROUTINE ALBUF (Y,NV,E,G,S)
        DIMENSION Y(1)
        CALL STAN (Y,NV,YM,YST,YAS)
        IF (E.GT.YM) TYPE 1
1       FORMAT (/,4X,'ESCOAMENTO EXCEDE A MEDIA, CALCULO PROSSEGUE
     1   COM E=YM',/)
        IF (E.GT.YM) E=YM
        GM=FLOAT(NV)/(FLOAT(NV)+1.)
        IF (G.GT.GM) TYPE 2
2       FORMAT (/,4X,'GARANTIA PRETENDIDA SUPERIOR A POSSIVEL COM A
     1   SERIE DADA,',/,4X,'CALCULO PROSSEGUE COM G=GMAX',/)
        IF (G.GT.GM) G=GM
        S=0.
        DS=E/2.
        GI=1.
303     CALL FIABC (NV,Y,E,S,GS)
        IF (GS.GT.G.AND.S.EQ.0.) TYPE 3
```

```
3        FORMAT (/,4X,'OBTEM-SE GARANTIA SUPERIOR A PEDIDA COM S=0.
     1    ,/)
         IF (ABS(G-GS).LE.0.005) GO TO 399
         IF ((GS-G)*GI.LT.0.) GO TO 302
         DS=-DS/2.
         GI=-GI
302      S=S+DS
         GO TO 303
399      RETURN
         END

C        SUBROTINA CYIELD - DETERMINA O ESCOAMENTO REGULARIZADO E
C        (UNIFORME) QUE PODE SER FORNECIDO COM FIABILIDADE G, DADAS
C        A SERIE Y COM NV VALORES E A CAPACIDADE S DA ALBUFEIRA.

         SUBROUTINE CYIELD (Y,NV,S,G,E)
         DIMENSION Y(1)
         GM=FLOAT(NV)/(FLOAT(NV)+1.)
400      IF (G.GT.GM) TYPE 2
2        FORMAT (/,4X,'GARANTIA PRETENDIDA SUPERIOR A POSSIVEL COM A
     1    SERIE DADA,',/,4X,'CALCULO PROSSEGUE COM G=GMAX',/)
         IF (G.GT.GM) G=GM
         E=0.
         DE=YM/5.
         GI=1.
401      CALL FIABC (NV,Y,E,S,GS)
         IF (ABS(GS-G).LT.0.005) GO TO 499
         IF ((GS-G)*GI.GT.0.) GO TO 402
         GI=-GI
         DE=-DE/2.
402      E=E+DE
         GO TO 401
499      RETURN
         END
```

ANEXO F

MODELO DE DESAGREGAÇÃO

ANEXO F

MODELO DE DESAGREGAÇÃO

F.1 — MODELO DE DESAGREGAÇÃO DE VALENCIA E SHAAKE 1973

O modelo de desagregação de Valencia e Shaake pretende preservar não apenas as estatísticas das séries mensais mas ainda as estatísticas da série anual e a estrutura de correlação entre as séries mensais e a série anual.

Geram-se inicialmente, a partir dum modelo adoptado, valores anuais sintéticos, utilizando-se em seguida o modelo de desagregação para obter valores mensais sintéticos. O mesmo procedimento de desagregação pode ser utilizado para outros níveis temporais (por exemplo, desagregar valores mensais para obter valores semanais) ou a nível espacial (desagregando, por exemplo, valores numa secção de confluência para obter os valores nos afluentes). No que se segue, considera-se a desagregação de escoamentos anuais para escoamentos mensais.

O modelo de desagregação é

$$[Y]=\{A\}\ \{X\}^{T}+[B]\ [V] \tag{F.1}$$

em que

- Y são os escoamentos mensais subtraídos dos respectivos valores médios, donde $\mu_y=0$; Y é uma matriz de $12*m$ valores;
- X é um vector de m valores de escoamento anual, subtraídos do respectivo valor médio, donde $\mu_x=0$;
- V é uma matriz de $12*m$ valores duma variável aleatória independente normal N (0,1);
- 0 vector A $(12*1)$ e a matriz B $(12*12)$ simétrica constituem os parâmetros do modelo, num total de 90 parâmetros. Os parâmetros são calculados a partir das expressões (F.2):

$$\{A\}=\frac{\{S_{YX}\}}{S_x^2}$$

$$[B]\ [B]^{T}=[S_{YY}]-\frac{\{S_{YX}\}\ \{S_{YX}\}^{T}}{S_X^2} \tag{F.2}$$

em que S_X^2 é a variância dos escoamentos anuais; S_{YX} é o vector $(12*1)$ de covariâncias entre as séries mensais e a série anual; e S_{YY} é a matriz $(12*12)$ de variâncias das séries mensais.

Sob esta forma, o modelo de desagregação procura preservar as médias, variâncias e correlações de intervalos 1 a 12 das séries mensais e correlações entre as séries mensais e a série anual.

F.2 — EXTENSÃO DE SÉRIES HIDROLÓGICAS COM O MODELO DE HENRIQUES E COELHO 1980

Henriques e Coelho sugerem a utilização do modelo de desagregação de Valencia e Schaake para extensão de séries hidrológicas, mantendo a estrutura de correlação da série estendida.

Designando a série mais longa por série 1 e a mais curta por série 2, o processo de extensão sintetiza-se nos seguintes passos:

1.º) Estende-se a série 2 de escoamentos anuais a partir da série 1, utilizando regressão linear;
2.º) Utilizando apenas o período comum às duas séries, determinam-se os parâmetros do modelo de desagregação para as duas séries;
3.º) Os resíduos aleatórios V de cada série são obtidos a partir do modelo de desagregação com a expressão (F.3).

$$[V_i]=[B]^{-1}([Y]-\{A\}\{X\}^T) \qquad \text{(F.3)}$$

em que i designa a série 1 ou 2;

4.º) Utilizando os resíduos correspondentes ao período comum, estabelecem-se regressões lineares de V_2 sobre V_1 e estendem-se os valores de V_2 a partir dos valores de V_1 correspondentes ao período sem registos na série 2;
5.º) Dispondo já de valores de X_2 e V_2 para o período sem registos, os valores dos escoamentos mensais Y_2 para esse período são obtidos através da expressão (F.1).

F.3 — PROGRAMAS DE COMPUTADOR

O programa **EXTEND** com as respectivas subrotinas permite estender uma série hidrológica de escoamentos mensais a partir duma outra série mais longa, utilizando o modelo de HENRIQUES E COELHO 1980.

a) O programa principal, **EXTEND**,
- — lê os valores dos escoamentos mensais das duas séries e calcula os escoamentos anuais;
- — transforma os escoamentos mensais e anuais para valores de média nula;
- — chama as subrotinas **EXTAN, PARMES, EXTMES** que executam a extensão dos escoamentos mensais da série 2;
- — escreve a série estendida no ficheiro de resultados.

b) A subrotina **EXTAN** estende a série 2 de escoamentos anuais a partir dos escoamentos anuais da série 1, utilizando regressão linear com a introdução duma componente aleatória. Essa componente aleatória pode ter assimetria não nula, sendo gerada a partir duma variável aleatória normal utilizando a transformação de Wilson - Hilferty. Desta forma, consegue-se preservar a variância e a assimetria de X_2.

c) A subrotina **PARMES** determina os parâmetros do modelo de desagregação de Valencia e Schaake para uma dada série de escoamentos mensais e correspondentes valores anuais. Faz ainda a determinação dos resíduos aleatórios V da série.

d) A subrotina **EXTMES** estende as séries de resíduos aleatórios V_2 a partir das séries V_1, utilizando regressão linear com introdução duma componente aleatória assimétrica, e finalmente procede à extensão da série de escoamentos mensais Y_2 utilizando a expressão (F.1). São chamadas as subrotinas **EXV1, EXV2** e **EXY2**.

e) A subrotina **WIHIKI** transforma uma variável aleatória normal $N(0,1)$ numa variável Gama (0,1) com dada assimetria, utilizando a transformação de Wilson - Hilferty com a modificação proposta por Kirby. Os coeficientes de correcção de Kirby estão contidos na subrotina **TABKRB**.

```
C       EXTEND - PROGRAMA PARA EXTENSAO DE SERIES DE ESCOAMENTOS
C       MENSAIS UTILIZANDO O MODELO DE DESAGREGACAO

        DIMENSION Y1(25,12),Y2(25,12),X1(25),X2(25),Y1M(12),Y2M(12)
     1  ,Y1ST(12),Y2ST(12),Y1AS(12),Y2AS(12),X10(25),X20(25),
     2  Y10(25,12),Y20(25,12),A1(12),B1(12,12),V1(12,25),A2(12),
     3  B2(12,12),V2(12,25),YAUX(25)
        DATA X10,X20,Y1,Y2,Y10,Y20/1250*0./

        OPEN (UNIT=6,DEVICE='DSK',FILE='SER1.DAT')
        OPEN (UNIT=7,DEVICE='DSK',FILE='SER2.DAT')
        OPEN (UNIT=8,DEVICE='DSK',FILE='OPCAO.DAT')

C       LEITURA DE DADOS

        READ (6,*) NF1
        READ (6,*) ((Y1(I,J),J=1,12),I=1,NF1)
        READ (7,*) NI2,NF22
        NF2=NF22-NI2+1
        READ (7,*) ((Y2(I,J),J=1,12),I=1,NF2)
        CLOSE (UNIT=6)
        CLOSE (UNIT=7)

C       CALCULO DOS ESCOAMENTOS ANUAIS

        CALL ASUM (Y1,X1,NF1,12,25)
        CALL ASUM (Y2,X2,NF2,12,25)

C       CALCULO DE ESTATISTICAS BASICAS DAS SERIES MENSAIS E ANUAIS
C       RESTRINGIDAS AO PERIODO MAIS CURTO

        NN=NI2-1
        DO 20 I=1,NF2
           I1=I+NN
           X10(I)=X1(I1)
           DO 21 J=1,12
              Y10(I,J)=Y1(I1,J)
21         CONTINUE
20      CONTINUE
        CALL STMES (Y10,NF2,12,Y1M,Y1ST,Y1AS,YAUX,25)
        CALL STMES (Y2,NF2,12,Y2M,Y2ST,Y2AS,YAUX,25)
        CALL STAN (X10,NF2,X1M,X1ST,X1AS)
        CALL STAN (X2,NF2,X2M,X2ST,X2AS)

C       OBTENCAO DE VARIAVEIS DE MEDIA NULA

        DO 30 I=1,NF2
           X10(I)=X10(I)-X1M
           X20(I)=X2(I)-X2M
           DO 35 J=1,12
              Y10(I,J)=Y10(I,J)-Y1M(J)
              Y20(I,J)=Y2(I,J)-Y2M(J)
35         CONTINUE
30      CONTINUE

C       CHAMADA DA SUBROTINA PARA EXTENSAO DE ESCOAMENTOS ANUAIS
C       USANDO REGRESSAO LINEAR
```

```
      CALL EXTAN (NF1,NI2,NF2,X1,X2,X10,X20,X1ST,X2ST,X1AS,X2AS,
     1 X1M,X2M)

C     CHAMADA DA SUBROTINA PARA CALCULO DOS PARAMETROS DO MODELO
C     DE EXTENSAO DE ESCOAMENTOS MENSAIS USANDO UM MODELO DE
C     DESAGREGACAO

      CALL PARMES (Y10,X10,X1ST,A1,B1,V1,NF2)
      CALL PARMES (Y20,X20,X2ST,A2,B2,V2,NF2)

C     CHAMADA DA SUBROTINA PARA EXTENSAO DE ESCOAMENTOS MENSAIS
C     USANDO UM MODELO DE DESAGREGACAO EM CONJUNTO COM UM MODELO
C     DE REGRESSAO LINEAR

      CALL EXTMES (NF1,NI2,NF2,Y10,Y20,Y1,Y2,X10,X20,X1,X2,X1M,
     1 X2M,A1,A2,B1,B2,V1,V2,Y1M,Y2M)

      OPEN (UNIT=6,DEVICE='DSK',FILE='NSER2.DAT')
      WRITE (6,1001) NF1
1001  FORMAT (4X,I4)
      WRITE (6,1002) (X2(J),J=1,NF1)
1002  FORMAT (4X,12F9.4,/)
      DO 40 I=1,NF1
         WRITE (6,1002) (Y2(I,J),J=1,12)
40    CONTINUE
      CLOSE (UNIT=6)
      CLOSE (UNIT=8)

      STOP
      END

C     SUBROTINA EXTAN - UTILIZA UM MODELO DE REGRESSAO LINEAR
C     DA SERIE ANUAL 2 SOBRE A SERIE ANUAL 1 (MAIS EXTENSA) PARA
C     ESTENDER A SERIE 2

      SUBROUTINE EXTAN (NF1,NI2,NF2,X1,X2,X10,X20,X1ST,X2ST,X1AS,
     1 X2AS,X1M,X2M)
      DIMENSION X1(25),X2(25),X10(25),X20(25),XA1(25),XA2(25)

C     CALCULO DOS COEFICIENTES DE REGRESSAO A E B

      CALL COVAR (NF2,X10,X20,0.0,0.0,B)
      B=B/X1ST**2
      A=X2M-B*X1M
      WRITE (8,*) X1M,X1ST,X1AS,X2M,X2ST,X2AS

C     CALCULO DOS COEFICIENTES DE AUTOCORRELACAO DAS SERIES 1 E 2

      CALL AUTOCO (NF2,X10,1,R1,XA1,XA2)
      CALL AUTOCO (NF2,X20,1,R2,XA1,XA2)

C     CALCULO DAS ESTATISTICAS DAS VARIAVEIS ALEATORIAS EPS
C     E TETA

      BB=(B*X1ST)**2
      X22=X2ST*X2ST
      EPVAR=X22-BB
      EPST=SQRT(EPVAR)
      EPAS=(X2ST**3*X2AS-BB**1.5*X1AS)/EPST**3
```

```
      REPS=(R2*X22-R1*BB)/EPVAR
      AUX=1-REPS*REPS
      TETVAR=AUX*EPVAR
      TETST=SQRT(TETVAR)
      TETAS=(1-REPS**3)*EPAS/AUX**1.5
      IF (ABS(TETAS).GT.9.0) STOP 'ASSIMETRIA > 9 !'
      WRITE (8,*) A,B,EPST,EPAS,REPS,TETST,TETAS

C     POSICIONAMENTO DO VECTOR X2

      J1=NF2+NI2
      J2=NI2-1
      DO 5 I=1,NF2
         J=J1-I
         I1=J-J2
         X2(J)=X2(I1)
5     CONTINUE

C     GERACAO DE ESCOAMENTOS ANUAIS DA SERIE 2

      IX=65539

C     PARA I>NF2

      NF22=J1-1
      IF (NF22.GE.NF1) GO TO 10
      EPS=X2(NF22)-A-B*X1(NF22)
      DO 10 I=J1,NF1
         CALL GAUSS (IX,1.0,0.0,ETA)
         TETAB=ABS(TETAS)
         IF (TETAB.GT.0.5) CALL WIHIKI (ETA,TETAB,TETA)
         IF (TETAS.LT.0.0) TETA=-TETA
         IF (TETAB.LE.0.5) TETA=ETA
         TETA=TETST*TETA
         EPS=REPS*EPS+TETA
         X2(I)=A+B*X1(I)+EPS
10    CONTINUE

C     PARA I<NI2

      IF (NI2.EQ.1) GO TO 30
      EPS=X2(NI2)-A-B*X1(NI2)
      DO 30 I=1,NI2-1
         J=NI2-I
         CALL GAUSS (IX,1.0,0.0,ETA)
         TETAB=ABS(TETAS)
         IF (TETAB.GT.0.5) CALL WIHIKI (ETA,TETAS,TETA)
         IF (TETAS.LT.0.0) TETAS=-TETAS
         IF (TETAB.LE.0.5) TETA=ETA
         TETA=TETA*TETST
         EPS=REPS*EPS+TETA
         X2(J)=A+B*X1(J)+EPS
30    CONTINUE

      RETURN
      END

C     SUBROTINA PARMES - UTILIZA UM MODELO DE DESAGREGACAO
C     PARA TRANSFORMAR OS ESCOAMENTOS MENSAIS Y EM VARIAVEIS
```

```
C       INDEPENDENTES V

        SUBROUTINE PARMES (YO,XO,XST,A,B,V,NF)
        DIMENSION YO(25,12),XO(25),A(12),B(12,12),SYX(12),
     1   SYY(12,12),YTP(25),Y1TP(25),RM1(12,12),RM2(12,12),VA(78),
     2   V(12,25),VT1(12),VT2(12)
        DO 10 J=1,12
           DO 20 I=1,NF
              YTP(I)=YO(I,J)
20         CONTINUE
           CALL COVAR (NF,YTP,XO,0.0,0.0,SYX(J))
           DO 50 L=1,12
              DO 60 I=1,NF
                 Y1TP(I)=YO(I,L)
60            CONTINUE
              CALL COVAR (NF,YTP,Y1TP,0.0,0.0,SYY(J,L))
50         CONTINUE
10      CONTINUE
        XVAR=XST*XST
        DO 70 I=1,12
           A(I)=SYX(I)/XVAR
           DO 80 J=1,12
              RM1(I,J)=A(I)*SYX(J)
80         CONTINUE
70      CONTINUE
        CALL GMSUB (SYY,RM1,RM2,12,12)
        DO 90 J=1,12
        DO 90 I=1,J
           L=J*(J-1)/2+I
           VA(L)=RM2(I,J)
90      CONTINUE
        CALL MFSD (VA,12,0.001,IER)
        DO 110 J=1,12
        DO 110 I=1,J
           L=J*(J-1)/2+I
           B(J,I)=0.0
           B(I,J)=VA(L)
           RM2(I,J)=B(I,J)
           RM2(J,I)=B(J,I)
110     CONTINUE
        WRITE (8,1000) A
        WRITE (8,1000) ((B(I,J),J=1,12),I=1,12)
1000    FORMAT (4X,12F9.3)

C       CALCULO DAS VARIAVEIS INDEPENDENTES V

        CALL MINV (RM2,12,DET,VT1,VT2)
        DO 120 I=1,NF
           DO 130 J=1,12
              VT1(J)=YO(I,J)-A(J)*XO(I)
130        CONTINUE
           CALL GMPRD (RM2,VT1,VT2,12,12,1)
           DO 140 J=1,12
              V(J,I)=VT2(J)
140        CONTINUE
120     CONTINUE
        WRITE (8,1000) ((V(I,J),I=1,12),J=1,NF)

        RETURN
```

```
      END

C     SUBROTINA EXTMES - UTILIZA UM MODELO DE DESAGREGACAO EM
C     CONJUNTO COM UM MODELO DE REGRESSAO LINEAR PARA ESTENDER
C     A SERIE 2 DE ESCOAMENTOS MENSAIS

      SUBROUTINE EXTMES (NF1,NI2,NF2,Y10,Y20,Y1,Y2,X10,X20,X1,X2,
     1 X1M,X2M,A1,A2,B1,B2,V1,V2,Y1M,Y2M)
      DIMENSION Y10(25,12),Y20(25,12),Y1(25,12),Y2(25,12),X10(25)
     1 ,X20(25),X1(25),X2(25),A1(12),A2(12),B1(12,12),B2(12,12),
     2 V1(12,25),V2(12,25),AV(12),BV(12),V11(25),V22(25),EPST(12)
     3 ,EPAS(12),Y1M(12),Y2M(12)

C     CALCULO DOS COEFICIENTES DE REGRESSAO AV E BV DE V2 SOBRE
C     V1

      DO 10 J=1,12
         DO 20 I=1,NF2
            V11(I)=V1(J,I)
            V22(I)=V2(J,I)
20       CONTINUE
         CALL STAN (V11,NF2,V1M,V1ST,V1AS)
         CALL STAN (V22,NF2,V2M,V2ST,V2AS)
         WRITE (8,*) V1M,V1ST,V1AS,V2M,V2ST,V2AS
         CALL COVAR (NF2,V11,V22,V1M,V2M,BV(J))
         BV(J)=BV(J)/V1ST**2
         AV(J)=V2M-BV(J)*V1M
         AUX=(BV(J)*V1ST)**2
         EPST(J)=SQRT(V2ST*V2ST-AUX)
         EPAS(J)=(V2ST**3*V2AS-AUX**1.5*V1AS)/EPST(J)**3
10    CONTINUE

C     POSICIONAMENTO DAS MATRIZES E VECTORES

      J1=NF2+1
      J2=NI2-1
      DO 30 I=1,NF2
         I1=J1-I
         I2=I1+J2
         X10(I2)=X10(I1)
         X20(I2)=X20(I1)
         DO 40 J=1,12
            V1(I2,J)=V1(I1,J)
            V2(I2,J)=V2(I1,J)
            Y2(I2,J)=Y2(I1,J)
            Y10(I2,J)=Y10(I1,J)
            Y20(I2,J)=Y20(I1,J)
40       CONTINUE
30    CONTINUE

C     EXTENSAO DA SERIE V1

C     PARA I<NI2

      NF=NI2-1
      NI=NF2+NI2
      IF (NI2.EQ.1) GO TO 50
      CALL EXV1 (1,NF,X10,X1,X1M,Y10,Y1,Y1M,A1,B1,V1)
50    CONTINUE
```

```
C       PARA I>NF22

        NF22=NI-1
        IF (NF22.EQ.NF1) GO TO 80
        CALL EXV1 (NI,NF1,X10,X1,X1M,Y10,Y1,Y1M,A1,B1,V1)
80      CONTINUE

C       EXTENSAO DA SERIE V2

C       PARA I<NI2

        IF (NI2.EQ.1) GO TO 110
        CALL EXV2 (1,NF,IX,EPST,EPAS,AV,BV,V1,V2)
110     CONTINUE

C       PARA I>NF22

        IF (NF22.EQ.NF1) GO TO 130
        CALL EXV2 (NI,NF1,IX,EPST,EPAS,AV,BV,V1,V2)
130     CONTINUE

C       EXTENSAO DA SERIE DE ESCOAMENTOS MENSAIS Y2

C       PARA I<NI2

        IF (NI2.EQ.1) GO TO 150
        CALL EXY2 (1,NF,X20,X2,X2M,Y2,Y2M,A2,B2,V2)
150     CONTINUE

C       PARA I>NF22

        IF (NF22.EQ.NF1) GO TO 180
        CALL EXY2 (NI,NF1,X20,X2,X2M,Y2,Y2M,A2,B2,V2)
180     CONTINUE

        RETURN
        END

C       SUBROTINA EXV1 - CALCULA A SERIE DA VARIAVEL INDEPENDENTE
C       V PARA O PERIODO (NI,NF)

        SUBROUTINE EXV1 (NI,NF,XO,X,XM,YO,Y,YM,A,B,V)
        DIMENSION XO(25),X(25),YO(25,12),Y(25,12),YM(12),VT(12),
     1   VTT(12),A(12),B(12,12),V(12,25)
        DO 10 I=NI,NF
           XO(I)=X(I)-XM
           DO 20 J=1,12
              YO(I,J)=Y(I,J)-YM(J)
              VT(J)=YO(I,J)-A(J)*XO(I)
20         CONTINUE
           CALL GMPRD (B,VT,VTT,12,12,1)
           DO 30 J=1,12
              V(J,I)=VTT(J)
30         CONTINUE
10      CONTINUE

        RETURN
        END
```

```
C       SUBROTINA EXV2 - ESTENDE A SERIE DA VARIAVEL DEPENDENTE V2
C       PARA O PERIODO (NI,NF)

        SUBROUTINE EXV2 (NI,NF,IX,EPST,EPAS,AV,BV,V1,V2)
        DIMENSION EPST(12),EPAS(12),AV(12),BV(12),V1(12,25),
     1   V2(12,25)
        DO 10 J=1,12
           IF (ABS(EPAS(J)).GT.9.0) STOP 'ASSIMETRIA . 9 !'
           DO 20 I=NI,NF
              CALL GAUSS (IX,1.0,0.0,ETA)
              EPAB=ABS(EPAS(J))
              IF (EPAB.GT.0.5) CALL WIHIKI (ETA,EPAB,EPS)
              IF (EPAS(J).LT.0.0) EPS=-EPS
              IF (EPAB.LE.0.5) EPS=ETA
              EPS=EPS*EPST(J)
              V2(J,I)=AV(J)+BV(J)*V1(J,I)+EPS
20         CONTINUE
10      CONTINUE

        RETURN
        END

C       SUBROTINA EXY2 - ESTENDE A SERIE DA VARIAVEL Y PARA O
C       PERIODO (NI,NF)

        SUBROUTINE EXY2 (NI,NF,XO,X,XM,Y,YM,A,B,V)
        DIMENSION XO(25),X(25),Y(25,12),YM(12),A(12),
     1   B(12,12),V(12,25)
        DO 10 I=NI,NF
           XO(I)=X(I)-XM
           DO 20 J=1,12
              Y(I,J)=YM(J)+A(J)*XO(I)
              DO 30 L=1,12
                 Y(I,J)=Y(I,J)+B(J,L)*V(L,I)
30            CONTINUE
20         CONTINUE
10      CONTINUE

        RETURN
        END

C       SUBROTINA TABKRB - CONTEM OS COEFICIENTES PARA O CALCULO
C       DA TRANSFORMACAO DE KIRBY

        SUBROUTINE TABKRB (CAS,A,B,G)
        DIMENSION AV(36),BV(36),GV(36),CV(36)
        IF (CAS.GT.9.) STOP 'ASSIMETRIA MUITO GRANDE '
        DO 5 I=1,36
           CV(I)=0.25*FLOAT(I)
5       CONTINUE
        AV(1)=8.00461
        AV(2)=4.00916
        AV(3)=2.68022
        AV(4)=2.01775
        AV(5)=1.62176
        AV(6)=1.35917
        AV(7)=1.17326
        AV(8)=1.03571
```

```
AV(9)=0.93062
AV(10)=0.84832
AV(11)=0.78258
AV(12)=0.7292
AV(13)=0.68526
AV(14)=0.64876
AV(15)=0.61802
AV(16)=0.59193
AV(17)=0.56962
AV(18)=0.55041
AV(19)=0.53375
AV(20)=0.51924
AV(21)=0.50655
AV(22)=0.49549
AV(23)=0.48567
AV(24)=0.47699
AV(25)=0.4693
AV(26)=0.46244
AV(27)=0.45635
AV(28)=0.4509
AV(29)=0.44605
AV(30)=0.4417
AV(31)=0.4378
AV(32)=0.43434
AV(33)=0.43123
AV(34)=0.42844
AV(35)=0.42596
AV(36)=0.42375
BV(1)=1.0
BV(2)=1.0
BV(3)=1.0
BV(4)=0.99998
BV(5)=0.99993
BV(6)=0.99981
BV(7)=0.99967
BV(8)=0.99968
BV(9)=1.00012
BV(10)=1.00133
BV(11)=1.00371
BV(12)=1.00764
BV(13)=1.01342
BV(14)=1.02133
BV(15)=1.03166
BV(16)=1.04453
BV(17)=1.06008
BV(18)=1.07836
BV(19)=1.09935
BV(20)=1.12311
BV(21)=1.14956
BV(22)=1.17893
BV(23)=1.21071
BV(24)=1.24499
BV(25)=1.28169
BV(26)=1.32069
BV(27)=1.36192
BV(28)=1.40523
BV(29)=1.45053
BV(30)=1.49773
BV(31)=1.54671
```

```
      BV(32)=1.59738
      BV(33)=1.64964
      BV(34)=1.70335
      BV(35)=1.75852
      BV(36)=1.815
      GV(1)=0.24986
      GV(2)=0.49886
      GV(3)=0.74624
      GV(4)=0.99133
      GV(5)=1.2336
      GV(6)=1.47245
      GV(7)=1.70695
      GV(8)=1.93608
      GV(9)=2.15899
      GV(10)=2.37513
      GV(11)=2.58418
      GV(12)=2.78602
      GV(13)=2.98071
      GV(14)=3.16776
      GV(15)=3.34819
      GV(16)=3.52191
      GV(17)=3.68922
      GV(18)=3.85037
      GV(19)=4.00587
      GV(20)=4.15577
      GV(21)=4.30047
      GV(22)=4.43948
      GV(23)=4.57429
      GV(24)=4.70462
      GV(25)=4.83073
      GV(26)=4.95285
      GV(27)=5.07113
      GV(28)=5.29586
      GV(18)=5.29718
      GV(30)=5.40527
      GV(31)=5.51028
      GV(32)=5.61238
      GV(33)=5.71171
      GV(34)=5.80843
      GV(35)=5.90259
      GV(36)=5.99436
      DO 10 I=1,25
         IND=I
         IF (CV(I).GT.CAS) GO TO 20
10    CONTINUE
20    I1=IND-1
      I2=IND
      AUX=(CAS-CV(I1))/(CV(I2)-CV(I1))
      A=AV(I1)+(AV(I2)-AV(I1))*AUX
      B=BV(I1)+(BV(I2)-BV(I1))*AUX
      G=GV(I1)+(GV(I2)-GV(I1))*AUX

      RETURN
      END

C     SUBROTINA WIHIKI - CALCULA A VARIAVEL TETA (GAMA(0,1) COM
C     ASSIMETRIA = CAS) COM A MESMA PROBABILIDADE DA VARIAVEL ETA
C     (NORMAL (0,1)) USANDO A TRANSFORMACAO DE WILSON-HILFERTY
C     E A MODIFICACAO DE KIRBY
```

```
      SUBROUTINE WIHIKI (ETA,CAS,TETA)
      C2=2./CAS
      C6=CAS/6.
      IF (CAS.GE.3.0) GO TO 10
      TETA=((1.+C6*ETA-C6*C6)**3-1.)*C2
      GO TO 20
10    IF (CAS.GT.9.) STOP 'ASSIMETRIA MUITO GRANDE '
      CALL TABKRB (CAS,A,B,G)
      H=(B-C2/A)**0.3333
      W=1.-(G/6.)**2+G*ETA/6.
      IF (W.GT.H) H=W
      TETA=A*(H**3-B)
20    CONTINUE

      RETURN
      END
```

ERRATA

Página	Linha	Onde se lê	Deve-se ler
VII	18	apenas,	apenas
VII	26	para incorporação dos	para a incorporação da incerteza dos
IX	8	atained	attained
XVI	39	4.3.5 — Conclusão	4.3.5 — Conclusões
XXI	7	F*	F
XXI	15	dimensionalento	dimensionamento
XXI	21	o gradiente	do gradiente
9	30	das	da
13	14	UN 1977	UN 1977a
13	24	fosse	fosso
14	36	pouca	pouco
17	17	(2)	(1)
17	37	(1)	(2)
23	12	eurotrofização	eutrofização
25	29	UN 1977	UN 1977a
29	19	hidrométicas	hidrométricas
39	21	de abastecimento de	de abeberamento de
43	19	(hm^2)	(hm^3)
53	12	22000	220000
58	26	aplicada	aplicado
58	38	parte	da parte
60		As restrições 17) e 19) do quadro 3.3 estão trocadas	
61		As restrições 10) e 12) do quadro 3.4 estão trocadas	
70	42	conservatiivos	conservativos
75	34	Com efeito.	Com efeito:
76	37	100 (1-P)	100 (1-p)
79	última	pequeno	pequena
91	15	rega de	de rega
102	20	cultivo, em	cultivo em
102	21	pode	poder
107	19	Consideração de	Consideração da
113	1	fractional	fraccional
115	13	utilizados	utilizado
120	10	eliminar a palavra "distribuições"	
141	41	em relação à decisão.	em relação à decisão O.
142	11	$78p+122q+78$	$-78p+122q+78$
145	7	Curva de indiderença	Curva de indiferença
146	5	transformação	transformações
148	19	$(L(q)$	$L(q)$
150	1	R 0,20	$R_{0.75}$

152	última	Funções BLAM (ϕ)... de ϕ	Funções BLAM (θ)... de θ
155	última	metaparâmetro ϕ	metaparâmetro θ
164	5	x_t	X_t
167	39	$P[X_{t+1} \in A \vert X_1 \in E]$	$P[X_{t+1} \in A \vert X_t \in E]$
170	44	e com muito baixa	e, com muito baixa
195	38	Approach to to	Approach to
196	6	Uncertainting	Uncertainty
197	45	Water Resources,	Water Resources Research,
199	39	Efficency	Efficiency
201	18	LOUCCKS	LOUCKS
203	7	NGYEN	NGUYEN
205	40	THOMAS, H. A.—	THOMAS, H. A. 1963—
213	última	constituídas	construídas
219	4	apresenam	apresentam
219	3	outors	outros
219	11	rios maior declive	rios com maior declive
219	41	Parfúri	Pafúri
223	2	de longo	ao longo
228	6	(A.1) e A.2),	(A.1) e (A.2),
228	23	Thortwaite	Thorntwaite
249	última	hidráulico	hidráulicos
250	22	líquidos	líquidas
251	11	Alto Molucué	Alto Molocué
251	15	175 km^2	175 km
293	51	resulltantes	resultantes

ERRATA (DO VOLUME DE TEXTO)

INDICE

pág.	ponto	onde se lê	deve ler-se
a	2.	Gográfico	Geográfico
b	8.1.6.	">3 mm"	"<3 mm"

TEXTO

pág.	linha	onde se lê	deve ler-se
1	22	identificados	identificado
11	4	fotogramétricas	fotogramétricos
20	5	ATg^{2-3}	$AT\gamma^{2-3}$
20	21	Fig. 4.5	Fig. 4.4
26	2	dispões	dispõem
34	17	referido	referida
34	25	feito	feita
40	7	arenosas	areníticas
58	6	a abertura	abertura
69	19	refeenciados	referenciados
70	8	50-90	5-90
72	14	propppriedades	propriedades
91	28	90%	60%
101	12	Fig. 10.25.a.A e Fig. 10.25.2.B	Fig. 10.25.1.C
103	19	bastantes	bastante
110	33	paras as	para as
112	24	de cinzas No primeiro	de cinzas. No primeiro
117	10	fluorescentes	fluorescente
118	3	nas várias	nos vários
122	21	Est. I-b	Est. I-a
122	23	Est. I-a	Est. I-b
126	20	das Liptinite	da Liptinite
127	3	das vitrinite	da vitrinite
127	16	Est. VI-a	Est. VI-b
127	17	Est. VI-b	Est. VI-a
128	25	substância	substâncias
135	10	ocorrem	ocorre
138	6	Est. XXXV-c,d	Est. XXXV-b,c
141	1	ocorrem	ocorre
142	20	Est. XXXI-d,f	Est. XXXI-d,e
142	21	Est. XXXI-e,g	Est. XXXI-f,g
147	10	Nestess	Nestes
154	4	minerail	mineral
154	16	Fig. 11.3	Fig. 11.4
154	20	constantes	constante
158	30	inertinite	inertite
161	12	Fig. 11.28 A	Fig. 11.29 A
162	15	tecidoss	tecidos
163	32	Fig. 11.30 A	Fig. 11.31 A
164	7	Fig. 11.30 B	Fig. 11.31 B
164	7	Fig. 11.30 A	Fig. 11.31 A
165	27	carvão	do carvão
166	10	aprojecção	a projecção
166	15	resultaos	resultados
167	26	pelo matéria	pela matéria
171	18	Tab. 11.10.A	Tab. 11.10
171	19	Tab. 11.11.A	Tab. 11.11.
171	24	Tab. 11.12.A	Tab. 11.12.
174	3	o carvão é	o carvão é uma
177	7	Nesta	Neste

pág.	linha	onde se lê	deve ler-se
178	13	dis	diz
178	26	dosseguintes	dos seguintes
183	2	r = 0.0.944	r = 0.944
184	18	abundantes	abundante
188	23/24	matéria mineral	cinzas
189	15	carvões betuminosos	carvões betuminosos, é o índice de intumescimento (II)
201	21	Todas os outros	Todas as outras
204	26	são muito	muito
205	7	(IG) (Fig. 11.22)	(IG)
206	1	Fig. 11.44	Fig. 11.41
209	20	composite	composto
211	14	T82	T8-2